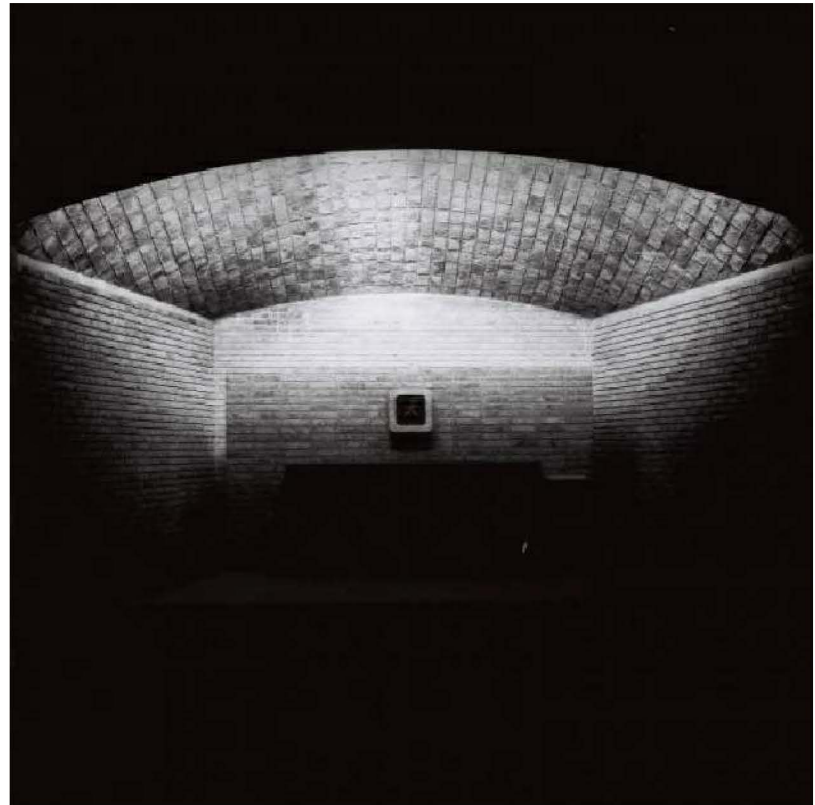


MECÁNICA DE BÓVEDAS TABICADAS

De Fray Lorenzo de San Nicolás a Eladio Dieste
y la herencia de Rafael Guastavino Moreno



Félix L. Suárez Riestra

Máster Universitario en Rehabilitación Arquitectónica
2011-12



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



ORATORIO DEL COLEGIO LA MENNAIS.

SERRALTA, Justino Y CLÉMOT, Carlos. Arquitectos

DIESTE, Eladio

MECÁNICA DE BÓVEDAS TABICADAS

De Fray Lorenzo de San Nicolás a Eladio Dieste
y la herencia de Rafael Guastavino Moreno

Félix L. Suárez Riestra

Master Universitario en Rehabilitación Arquitectónica
2011-12



UNIVERSIDADE DA CORUÑA



Gracias a todos los profesores del Departamento de Tecnología de la Construcción por su especial dedicación a todas y cada una de las asignaturas del Máster en las que he participado.

Su esfuerzo fue una auténtica motivación para mí.

Emilio Martín, Juan Pérez Valcárcel, Manuel Muñoz, Valentín Lamas, Manuel Freire, Santiago Muñiz, Jose Antonio Vazquez, Maria Dolores Otero, Javier Estévez, ... y claro está

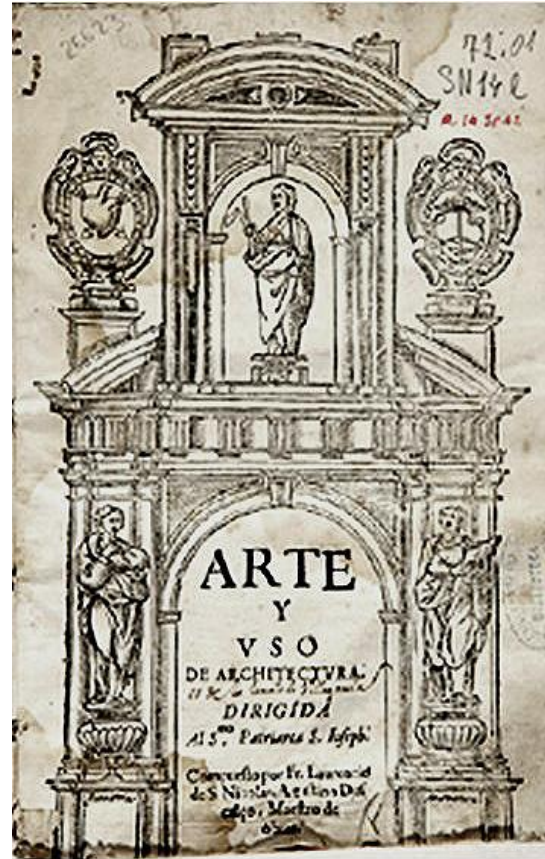
Rosa María Fernández Esteller

PROLOGO AL LECTOR.



*M*uchos y varios son los escritos que de la Architectura ay; y aunque muchos, cō dificultad se alcançan, y ya que los alcançen algunos, no todos, parte por su falta, parte por su valor, y considerando que para ser vno buen Architecto, necesita de ser buen Arismetico, y buen Geometra, tomando por fin el aprouechamiento del que con deseo del, anda reboluiendo libros, deseando juntar lo necessario destas tres Artes en vn tratado: porque de la mayor luz, nace la mayor claridad.

Solo te pido que atiendas al fin, sin mirar la poquedad del, que usa deste medio para que llegue a colmo. Y no te parezca menudencia el tratar de menudencias, pues dellas necesita vn principiante para llegar a ser Maestro, pues el principio bien fundado, causa medio, y fin, continuado en perpetuo.



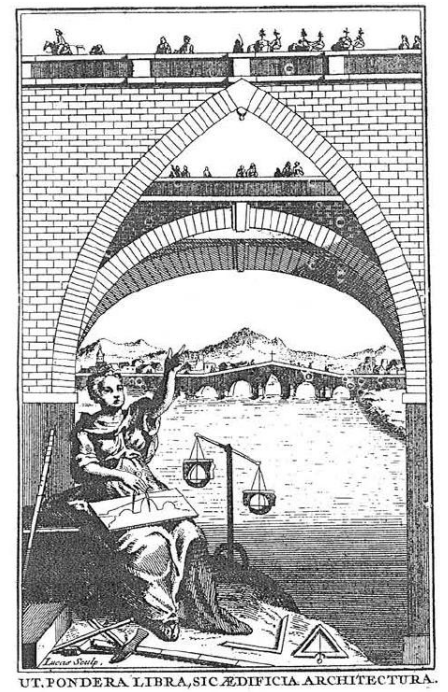
Muchos y varios son los escritos que de la Architectura ay; y aunque muchos, con dificultad se alcançan, y ya que los alcançen algunos, no todos, parte por su falta, parte por su valor, y considerando que para ser uno buen Architecto, necesita ser buen Aritmético, y buen Geómetra, tomando por fin el aprovechamiento del que con deseo del, anda revolviendo libros, deseando juntar lo necesario de las tres Artes en un tratado: porque de la mayor luz nace la mayor claridad.

Solo te pido que atiendas al fin, sin mirar la poquedad del que usa deste medio para que llegue a colmo. Y no te parezca menudencia el tratar de menudencias, pues dellas necesita un principiante para llegar a ser Maestro, pues el principio bien fundado, causa medio y fin continuado en perpetuo

FRAY LORENZO DE SAN NICOLÁS (1593-1679)

Arte y Uso de Architectura

Publicado en el año 1634



LA BÚSQUEDA DE UN SISTEMA EFICIENTE

1

el camino recorrido

“La historia de las bóvedas antiguas no es otra que la de los medios que han permitido construirlas en el vacío”

CHOISY, Auguste.

L'art de bâtir chez les Romains (1873)

Edición de S. Huerta y F.J. Girón. Instituto Juan de Herrera. (Madrid, 1999)

Cualquier necesidad de concebir un sistema estructural proviene del deseo de acotar un determinado espacio con una “forma” establecida. Un espacio preciso, independizado del resto, requiere unos planos delimitadores, horizontales y/o verticales, que sean capaces de vencer, en su equilibrio, la inevitable fuerza de la gravedad. En este sentido quizás los primeros problemas de comportamiento estructural a los que el hombre hubo de enfrentarse surgirían de la inevitable duda sobre la forma más adecuada con la que se deberían colocar y ordenar los elementos naturales disponibles con los que resultaba posible delimitar ese acotado. Forma, función, material.

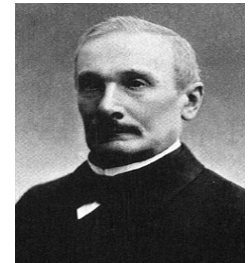


fig. 1.1. El conocido como Templo de Mnajdra (Malta) puede ser tal vez la “estructura” más antigua conservada, fechada en torno al año 3000 a.C. (1000 años anteriores a la construcción de las Pirámides egipcias).



fig. 1.2. Corredor de acceso y espacio interior del que se conoce como Túmulo de Atreo (Micenas), construido en el siglo XIV a.C. El espacio diáfano conseguido resulta sorprendente, resuelto a partir de una falsa cúpula, mediante hiladas concéntricas de sillares que sucesivamente van reduciendo el espacio. De esta manera se consigue que la presión resultante sea vertical y no oblicua, como sucedería en una verdadera cúpula.

Las simples leyes de la Estática (equilibrio) y el conocimiento de las propiedades más básicas de estos elementos naturales establecían reglas fundamentales de trabajo, de las que no era posible huir. Los materiales más duraderos resultaban ser los más pesados, de tal manera que las construcciones más importantes debían recurrir a soluciones formales muy “groseras”, capaces de asumir en condiciones de equilibrio suficiente, las grandes cargas impuestas derivadas del peso propio. Las limitaciones impuestas por el material sólo comienzan a ser solventadas mediante sistemas de dudosa “justificación”, desarrolladas a partir de la experimentación (comienza, sin duda, la metodología prueba-error).



CHOISY, Auguste (1841-1909)

Ocupa un papel central en el pensamiento constructivo y arquitectónico del siglo XIX, por su visión sobre el arte de construir y su entendimiento de la Historia de la Arquitectura, su radical interpretación de Vitrubio y el empleo revolucionario de un nuevo lenguaje gráfico.

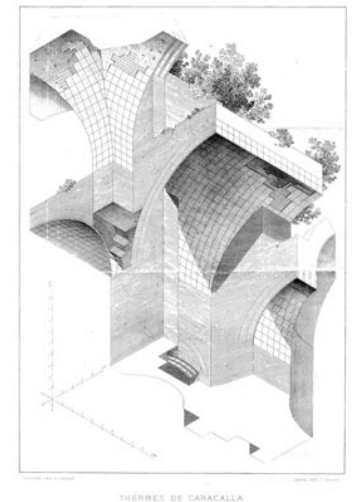


fig. 1.3. Fragmento de las Termas de Caracalla (Roma).

CHOISY, Auguste

L'Art de bâtir chez les Romains (1873)

No puede existir el concepto de sistema estructural independiente, ya que todo lo ejecutado ha de responder, casi con exclusividad, a soportarse a si mismo. Se acepta el principio inductivo de Aristóteles por el que todo cuerpo posee en su interior una fuerza o “*máquina*” que controla su estado de reposo o de movimiento. Supongo que aún hoy resulta evidente para muchos que el “*potencial de fuerza*” de un elemento está en relación directa con su cantidad material. No se diferencia entre esqueleto y envolvente y las mínimas relaciones entre masa y hueco atienden más a razones de pretendida compacidad que a cuestiones estéticas o prácticas. La justificación del buen resultado obtenido en la experiencia permite introducir las normas y reglas fundamentadas en criterios de proporción, válidas todo tipo de construcción sea cual sea su finalidad. La escuadra de Pitágoras “*pythagoricum trigonium orthogonium*”, con su “*ideal relación*” de dimensiones $3+4+5 = 12$, permite establecer una regla de escala que permite trasladar el criterio de proporción ideal a cualquier dimensión base. Se acota la forma para que sea posible acometer la construcción en condiciones de estabilidad adecuada, en una doble función de estructura resistente y estructura formal.

La Naturaleza (y el hombre como ser dominador inmerso en ella) permanece como fuente de segura inspiración en la adopción de soluciones formales. Todo en ella puede ser interpretado, razonado, dotando de la necesaria carga conceptual la toma de decisiones sobre las condiciones de diseño de la columna, del tamaño del templo, de las proporciones de la plaza,... La matemática como método de acotar, de establecer las adecuadas dimensiones (proporciones) de lo construido se introduce en el mundo de la Arquitectura a partir del uso de la *Geometría* mucho antes de la irrupción de la carga numérica.

Históricamente el mundo de la Arquitectura se desarrolló en la búsqueda de nuevos espacios, de nuevos volúmenes, conseguidos cada vez con una menor expresión material. Basta recorrer el proceso de creación de estilos patente en la construcción religiosa (sin duda durante siglos el campo de experimentación de la Arquitectura) para observar como la resolución de construcciones más altas, más diáfanas, sólo resultó posible con la consecución de soluciones estructurales formalmente más aligeradas. El estudio y conocimiento de las leyes que rigen el comportamiento de los materiales (y sus formas) solicitados por determinadas acciones permitió acometer soluciones cada vez más eficientes. La oscuridad de los tiempos precedentes al “*resurgir del hombre*”, al Renacimiento, de la mano del abandono o desdén de las concepciones formales de la tradición greco-romana, determinaron un claro retroceso en el proceso de búsqueda de soluciones estrictamente acotadas por las necesidades resistentes de las obras de arquitectura. La inflexión que supone la recuperación de esta tradición de fundamentos geométricos impulsada en el Renacimiento y los estudios determinados de nuevo por el interés en descubrir las causas a las que responden las “formas estructurales” de los elementos de la Naturaleza, permitieron establecer algunas reglas básicas (geométricas y algebraicas) de las que rara vez el Proyectista huía. Aún así, asumiendo las ataduras que podrían suponer estas razones matemáticas siempre quedaba espacio para la libertad creativa, para la imaginación, y el desarrollo del binomio forma-técnica no había hecho más que comenzar.

La decisión de resolver la cubrición de espacios con estructuras de arcos, bóvedas y cúpulas surge más de esta idea de desarrollo formal que de supuestos conceptos estéticos. Se produce en culturas o circunstancias de carencia de materiales aptos para resistir la flexión inherente a los nuevos deseos de construir espacios de grandes luces. Simplificando esta idea, de una manera burda, podríamos decir que la construcción abovedada resuelve un problema esencial:

Lo que sucede según la naturaleza, pero cuya causa no nos resulta evidente, nos parece maravilloso. Pero también nos asombramos ante aquellos fenómenos producidos artificialmente por la técnica en beneficio de la humanidad. La naturaleza actúa frecuentemente en contra de los intereses humanos, pues ella siempre tiene la misma tendencia, simple, en cambio su uso resulta complejo.

Por lo tanto cuando hemos de hacer algo contra la naturaleza, la dificultad de la tarea nos causa perplejidad y hemos de llamar a la técnica en nuestra ayuda. A esta parte de la técnica que resuelve tal perplejidad la denominamos habilidad mecánica.

Como dice el poeta Antífón: “vencemos a través de la técnica, donde somos derrotados por la naturaleza”. Tal como ocurre cuando el más pequeño vence al más grande, y cuando cosas que tienen pequeño ímpetu mueven grandes pesos.

Denominamos mecánicos a todos esos problemas. Ellos no son totalmente idénticos ni enteramente desconectados a los problemas naturales, sino que tienen algo en común con la matemática y con los conocimientos de la física: el cómo se justifica a través de la matemática, el por qué se explica a través de la física.

Mechanica

Estratón de Lampsakos (340 -268 a.C.)

salvar espacios sin materiales capaces de resistir flexiones. Y para resolverlo, la solución pasará por un punto obligado: lograr que el material con el que se construyen estas formas sólo trabaje a compresión.

El principio estructural del elemento sencillo, del arco, es simple: se trata de que soporte su carga sin trabajar a flexión, pero esto se ha de conseguir sin perder la estabilidad. El arco, para ser eficaz, deberá adaptarse a las cargas que debe soportar. Los mismos principios que rigen para los arcos pueden aplicarse para las bóvedas y cúpulas, pues éstas son, en esencia, “*arcos en tercera dimensión*”. Todos los sistemas abovedados podrán reducirse a estos principios básicos: la geometría de sus arcos, bóvedas y cúpulas deberá adaptarse formalmente, en lo posible, a las cargas que ha de soportar.

Esta economía material también se acompaña de la economía formal que resulta de los nuevos desarrollos del conocimiento. De esta manera, descubierta la forma y desentrañado su mecanismo de funcionamiento, necesitamos la intervención de la técnica, es necesario optimizar también su ejecución. Podemos entender así el desarrollo de la historia de los sistemas abovedados ligada, en gran parte, con la búsqueda incesante de los medios para ahorrar o eliminar en lo posible la cimbra, los medios auxiliares para su construcción. Los modos en que el hombre se las ingenia para eliminar estas estructuras auxiliares necesarias para levantar sus bóvedas, se convierte en un tema recurrente dentro de la historia de la construcción, desplegando un apasionante “*catálogo de ingenio*” enfocado a conseguir construir en el vacío...

controlando la gravedad

Los arcos, y por extensión las bóvedas y cúpulas, trasladan la carga a lo largo de su superficie. Esta, al llegar a los apoyos, producirá un empuje o fuerza horizontal tanto mayor cuanto menor sea su peralte. Resolver los empujes será pues una de los principios que cualquier construcción abovedada debe atender. Su solución, ya sea mediante tirantes, contrarrestos con otros elementos o contrafuertes, condicionará siempre la propia concepción espacial. El “*eterno*” problema abovedado: perfiles de los arcos y bóvedas adecuados a las cargas que deben soportar y correcta transmisión y contrarresto de los empujes a lo largo de la estructura hasta la cimentación.

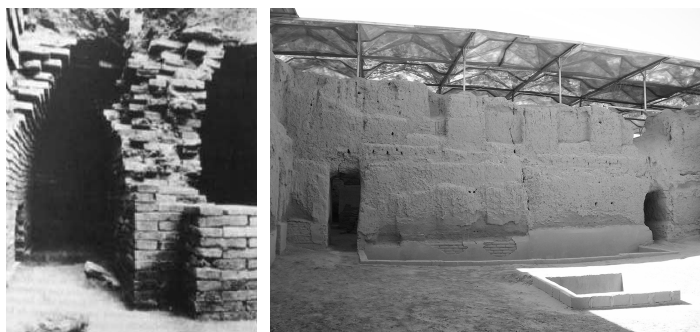


fig. 1.4. El Palacio de Mari, situado en Tell Hariri (Siria), data del siglo XXI a.C. y representa la solución de la civilización mesopotámica para conseguir una bóveda de ladrillo ejecutada por el sistema de “*hiladas avanzadas*”.

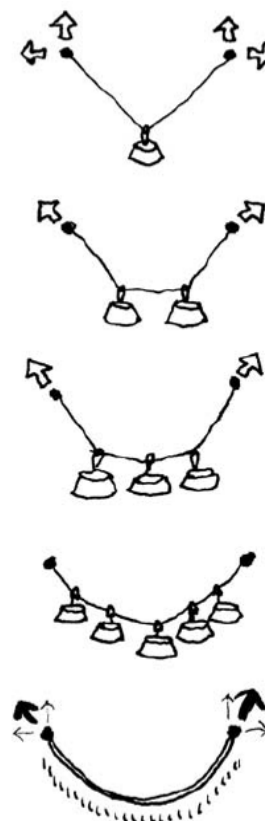


fig. 1.5. Formas funiculares de cargas en su analogía con el comportamiento del arco y de las formas abovedadas derivadas de éste.

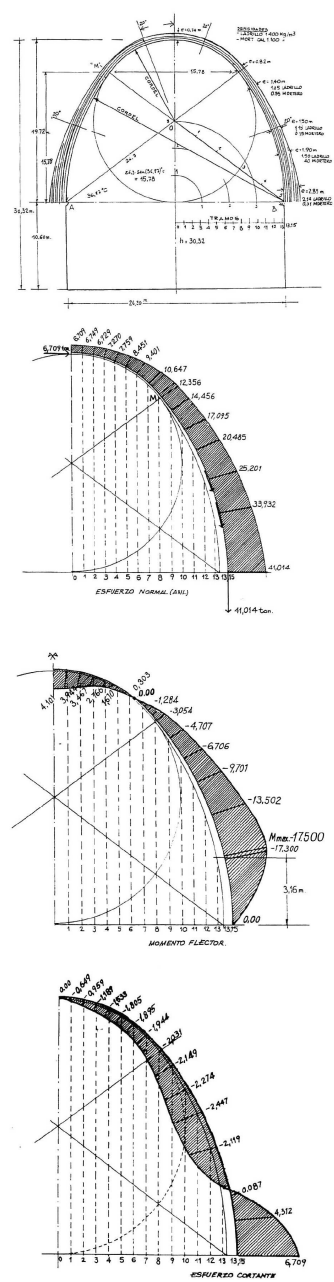


fig. 1.8.a|b|c|d Estudio y análisis del comportamiento de la bóveda del Palacio de Ctesifonte.

NOVAL M., Agustín y ORTEGA A. Francisco
Teoría y técnicas de la Edificación
Revista de Edificación. RE.Nº20 (junio 1995)

En el *Palacio de Mari*, en Mesopotamia (siglo XXI a.C.), se consigue cubrir un espacio con ladrillo por el sistema de “*hiladas avanzadas*”, es decir, avanzando una hilada en el espacio respecto a la siguiente, formando un arco o bóveda que cubra el espacio deseado. Este método, quizá el primero en la intuición de técnica constructiva abovedada, ha perdurado a lo largo de la historia en numerosos ejemplos e reinterpretaciones como sucede en el *Ramesseum*, templo funerario de Ramsés II (siglo XIII a.C.), en el que se pueden observar grandes salas abovedadas construidas sin cimbra con el sistema de hiladas acostadas. Teniendo como apoyo inicial los muros sobre los que se apoya la bóveda y un muro de cierre vertical, se colocan las hiladas “*tumbadas*” apoyándose sobre el muro de cierre. Poco a poco las hiladas acaban formando arcos “*acostados*” contiguos que van cerrando la bóveda de cañón deseada. La inclinación de los arcos y la propia adherencia del mortero de adobe van sujetando las hiladas “*en el aire*” sin necesidad de estructuras o cimbras auxiliares. Tan solo será necesario un control básico sobre la geometría conseguida con una plantilla de madera o incluso con un simple cordel guía.



fig. 1.6.a|b. El Ramesseum situado en Tebas y construido en el siglo XIII a.C. representa la opción egipcia para la resolución de espacios abovedados sin el empleo de elementos auxiliares, mediante el sistema de hiladas acostadas.

Posteriormente, pueblos como los Sasánidas de Persia a partir del S.II d.C. desarrollan estas técnicas profusamente, llegando a cubrir sin cimbra, enormes y complejos espacios abovedados como el *Palacio de Ctesifonte*, en la actual Irak. Sus métodos terminan aportando su sabiduría, junto a las heredadas técnicas romanas, al fabuloso repertorio abovedado que desarrolla Bizancio a partir del S. IV d.C. La riquísima herencia bizantina es recogida por la cultura musulmana y ésta, en la veloz expansión del Islam, lleva consigo sus técnicas por todo el norte de África hasta la Península Ibérica. Aparecen soluciones muy desarrolladas con formas de doble curvatura, como cúpulas y bóvedas de arista.

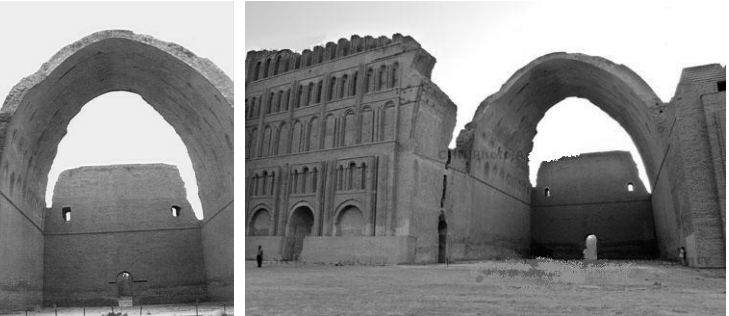


fig. 1.7.a|b. El Palacio de Corroes I, en Ctesifonte (Irak), disponía de una gran bóveda de cañón que cubría un área de unos 25 metros de ancho y 50 de largo.

En el largo camino de evolución de los sistemas abovedados sin cimbra, se comienza a intuir la ventaja en ciertos casos de utilizar piezas aligeradas que permitan conseguir bóvedas menos pesadas, sin perder por ello la deseada resistencia. En efecto, como las tensiones medias que

adquieren las secciones de las bóvedas a plena carga suelen estar muy lejos de las tensiones límite de rotura del material, conviene ahuecar su sección para conseguir un doble efecto: aligerar el peso propio de la bóveda y dotarla de mayor estabilidad frente al pandeo. En la tradición bizantina y romana se encuentran ejemplos de utilización de este método de reducción de peso o a base del uso de ánforas de cerámica que, a modo de bloques aligerantes, se convierten en el verdadero precedente de la rasilla como pieza prefabricada de construcción tabicada. Esta razón constructiva resulta comprendida de inmediato y su implantación se extiende en ejemplos de construcción tales como las bóvedas góticas catalanas. Estamos llegando a la *“posible existencia de una tradición de valores y costumbres nacionales”* (como tanto le gustará promulgar a Luis Moya Blanco).



fig. 1.9. Relleno encontrado en la bóveda de la Catedral Gótica de Barcelona (1298-1430), recogidas en el artículo "La Construcción de las Bóvedas Góticas Catalanas".

BASSEGODA NONELL, Juan

Dentro de los sistemas abovedados de ladrillo, y como evolución sutil y perfecta del sistema, se insertan las denominadas *“bóvedas tabicadas”*, que suponen un cierto refinamiento esencial respecto a los sistemas previos. Si el ahorro de la cimbra se conseguía en unos casos acostando las hiladas, y en otros avanzándolas una respecto a la siguiente, es ahora la propia ligereza de la pieza de cerámica utilizada y la rapidez del mortero de agarre lo que permite, sin más medios, construirlas en el *“aire”*.

Utilizando ladrillos finos y ligeros, como baldosas de cerámica o rasillas de tabicar, se colocan las piezas puestas de plano, en lugar de colocadas *“a rosca”* como se hacía comúnmente. Esto supone, en sí mismo, una auténtica revolución constructiva, pues se obtiene una gran ligereza del conjunto y una economía de medios. Las piezas, (huecas o no) se colocarán directamente contra los muros o entre sí utilizando simplemente yeso.

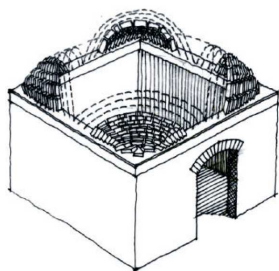


fig. 1.10.a|b|c. La bóveda más sencilla se construye sobre cuatro paredes rectas horizontales en forma cuadrada. Se inicia recargando el ladrillo sobre las cuatro esquinas con una inclinación de 45 grados para mantenerse dentro de la zona de los esfuerzos de compresión. Las hiladas curvas recostadas son las generatrices de la superficie y las líneas perimetrales sobre las que se desplanta son sus directrices. Dichas hiladas curvas se asemejan a arcos, no desde el punto de vista estructural, sino geométrico.

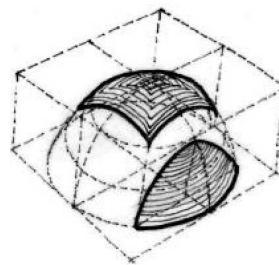
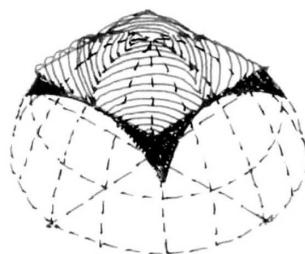


fig. 1.11. CARTAGO, Túnez Kobbat Bent el Rey S. III d.C.

Bóveda romana de cañón formada por ánforas huecas empalmadas (¿primera aparición de la bóveda tabicada?).

La ligereza de las piezas a colocar, la rapidez del yeso en fraguar y la habilidad del albañil en su construcción permiten voltear las bóvedas directamente en el aire...sin empleo de más cimbra que unas guías que dirijan la geometría del conjunto. Pero cuando se trata de albañiles adiestrados y con oficio, tan solo unas cuerdas son necesarias para poder seguir el aparejo con una geometría definida desde el inicio.

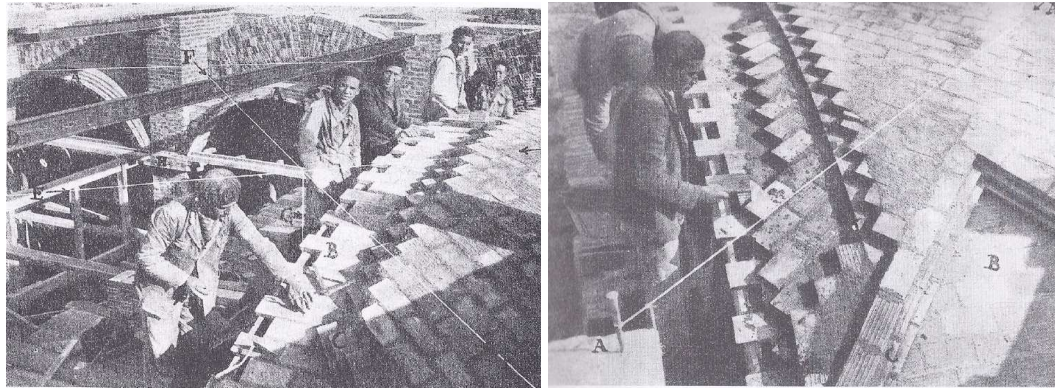


fig. 1.12.a | b. Imágenes de la construcción de una bóveda de piso del Museo de América (Luis Martínez Feduchi y Luis Moya, 1944-1954), tal y como la reproduce Luis Moya Blanco en su tratado "Bóvedas Tabicadas". Dirección General de Arquitectura. Madrid. Centro de Publicaciones, Ministerio de Fomento (1947, 2000, 2ª ed.)

Las bóvedas realizadas por este sistema podrán ser de muchos tipos: bóvedas de cañón corrido, bóvedas de arista, cúpulas esféricas rebajadas... y suponen en su concepción y ejecución una elegancia y una economía de medios que siguen asombrando a quien observe su ejecución.

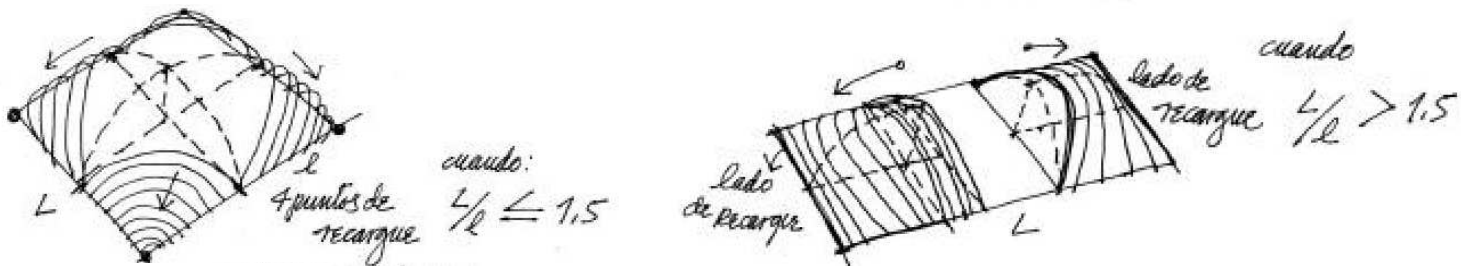


fig. 1.13.a | b. Cada ladrillo de la cubierta está caído o recargado sobre el anterior. Su estabilidad radica en su recuesta o recargamiento.

A semejanza del llamado efecto dominó, cada ficha se sostiene sobre la otra. En vez de enfrentarse y entablar una lucha desigual contra la gravedad, se declara de principio vencida ante ella.

A cambio de su derrota, gana su estabilidad, apoyada por otros factores a su favor, entre ellos, su ligereza –la de un pequeño ladrillo– y la forma abovedada de la cubierta.

RAMÍREZ PONCE, Alfonso

"Arquitectura propia".

Seminario de Arquitectura y Tecnología.
Facultad de Arquitectura (UNAM).

La economía de medios que reivindican y en el que sin duda tienen su origen las bóvedas tabicadas, no nos puede hacer olvidar que su concepción supone todo un "refinamiento" tecnológico que surge de un largo proceso de evolución del arte de la "fábrica" hacia una mejora de resultados y hacia la simplificación de la ejecución. El origen mesopotámico de la construcción abovedada y su histórico desarrollo, que brevemente hemos abordado, son justificación más que sobrada del verdadero valor de un sistema constructivo que ha sido capaz de adaptarse en diferentes medios geográficos a la disponibilidad y singularidad de materiales presentes, interpretado por la práctica manual de los oficios según el conocimiento de cada época y que en España ha tenido una singular singladura.

los medios necesarios

“La bóveda tabicada no nace por la ausencia de recursos, no es fruto de la pobreza, sino que es una tecnología depurada y refinada cuyo objetivo final era agilizar el proceso constructivo, economizando en medios y plazos de ejecución.

Una optimización de los procesos, una cuestión totalmente de actualidad en esta sociedad nuestra tan supuestamente avanzada”

FORTEA LUNA, Manuel.

“Origen de la Bóveda Tabicada”

Ed. Centro de Oficios de Zafra (2008)

La economía y la versatilidad del sistema tabicado, su sorprendente capacidad de adaptación a periodos históricos diversos y a situaciones de desarrollo muy distintas, se fundamentan en la simplicidad material que requieren. Para construir sistemas tabicados basta con simples ladrillos cocidos y un mortero de agarre que ofrezca un tiempo de fraguado muy rápido, que asegure la inmediata cohesión entre los elementos constituyentes. Un mínimo sentido común en la comprensión de los empujes y un cierto oficio serán los únicos complementos necesarios.

la presencia del material

El ladrillo es uno de los materiales de construcción más antiguos que se conocen. Su fabricación más rudimentaria consiste en arcilla simplemente amasada, secado en rejales, y cocción en piras apiladas con el combustible. Desde fines del neolítico, la población mesopotámica hizo amplio uso del adobe y del ladrillo, y en forma de loseta o de pieza paralelepípedica para obras de fábrica aparece en los pueblos caldeos, los asirios, los babilónicos y, posteriormente en la cultura musulmana, con ejemplos de gran dominio técnico del medio por parte de los arquitectos sirios del periodo Omeya. La expansión del Islam supuso una paralela difusión de la técnica constructiva en ladrillo y, la llegada a la península de una nueva manera de interpretar el uso de este material.

Los tratados de Auguste Choisy (*L'Art de bâtir chez les Byzantins*, 1883) reflejan los primeros ejemplos de empleo por la civilización mesopotámica, que inician su evolución hacia las estructuras de fábrica interponiendo piezas cerámicas entre las dovelas pétreas que conforman los arcos. De esta manera consiguen absorber con pequeñas piezas cerámicas aquellas juntas en forma de trompa, evitando así tener que labrar las piezas. Con este método todas las dovelas son iguales, paralelepípedicas, por lo que se evitan trabajos de manufactura

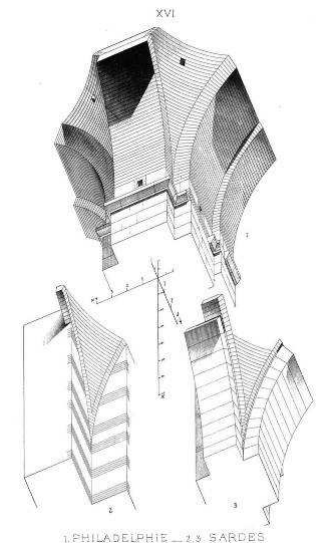


fig. 1.14. Planché 16. Philadelphie.
Sardes.

CHOISY, Auguste

L'Art de bâtir chez les Byzantins
Librairie de la Société Anonyme de
Publications Périodiques (Paris, 1883).

de la piedra. Esta tecnología de fábrica evolucionó, como todas, hacia una mejora de resultados y hacia la simplificación de ejecución. En este desarrollo surge el “descubrimiento” de que no resulta necesario colocar los ladrillos con juntas radiales en un arco, observando que cuanto más horizontales se colocaban, mejor se sostenían durante su ejecución, hasta el punto de no necesitar ningún elemento de sustentación auxiliar. A partir de aquí el aparejo venía determinado por las condiciones de ejecución y no por otras cuestiones, máxime cuando la fábrica estaba destinada a ser revestida.

En la tradición nacional podemos buscar el ejemplo de la arquitectura mudéjar que, cuando labra un arco con cimbra evita colocar las juntas radiales, en este caso las sitúa más verticales, facilitando la ejecución de los arranques en los muros, consiguiendo juntas más homogéneas y las formas caprichosas en el centro del mismo.



fig. 1.16. Imágenes de San Cristóbal de Trabancos (Ávila)

En cuanto al método constructivo empleado, cabe resaltar que en el mudéjar se levantaban los arcos sin cimbrar, utilizando el relleno como cimbra perdida. Se rellena el espacio entre las jambas del arco con mampostería, cambiando a ladrillos en el momento de llegar al arco, para poder modelar con un material más blando como el ladrillo la forma que ha de darse al arco. Esta primera arquivolta es a su vez la cimbra de las arquivoltas siguientes, con las que no traba nunca.

También los podemos comprobar en San Cristóbal de Trabancos (antes Cebolla, Ávila) donde en los años '80 se abrieron las ventanas de iluminación del ábside y bastó con desmontar el relleno interior quedando el resto de arquivoltas perfectamente en su lugar.

SANCHEZ RIVERA J.I. et al.

“El cimbrado de arcos en los muros mudéjares”.

Actas del Séptimo Congreso Nacional de la Construcción.



fig. 1.15.a | b. Imágenes de la Puerta Principal y de la Puerta Lateral de la Concatedral de Santa María de la Fuente la Mayor (Guadalajara), construida durante el siglo XIV sobre una mezquita del XIII. El arco propiamente dicho se forma con resaltes de ladrillo, contorneándose por una hilada de ladrillo que forma lazadas sencillas, incluyendo en el interior de ellas fragmentos cerámicos de color verde.

El yeso es una sustancia que se encuentra en algunos lugares de la naturaleza, y que en España resulta abundante en la cuenca mediterránea, especialmente en el Levante, desde Castellón hasta Almería, en donde se encuentra en forma de cristales. Químicamente es un sulfato cálcico hidratado que cocido a temperaturas moderadas pierde las dos moléculas de agua, y triturado posteriormente se convierte en un polvo que tiene la propiedad de endurecerse con cierta rapidez cuando se mezcla con agua. Se ha venido utilizando desde hace mucho tiempo. Por ejemplo en las obras realizadas en la Alhambra bajo el reinado de los Reyes Católicos se utilizaron tres tipos de yeso, «yeso de Gabia», «yeso para la yesería» y «yeso en piedra», tal y como relatan Malpica Cuello y Bermúdez López en su “Doblamiento y Castillos en Granada” (Fundación El Legado Andalusi, 1996). De nuevo la tradición islámica impulsa el uso del yeso como material de construcción, con un uso muy extenso: para revestir, para sellar juntas entre piedra, cerámica o tapial, guarnecer, enlucir, revestir o para realizar “yeserías”, obras ornamentales muy singulares que aún conservamos en nuestro país y que pueden verse en la Alhambra de Granada o en Alcázar, Sevilla, entre otros.

Si tenemos los materiales debemos convenir que resulta necesario establecer alguna costumbre constructiva en la que fundamentar su diseño y ejecución y esto no resulta ciertamente sencillo. No es fácil encontrar datos históricos o tratados en los que se refleje este sistema constructivo, bien sea por no haber sido considerado de “categoría” suficiente para ser abordado o bien por no tratarse de un elemento distintivo, que pueda ser identificado, ya que la mayor parte de las veces las bóvedas de fábrica resultaban revestidas y, por tanto, “invisibles”. De esta manera los documentos más tradicionales abordarán preferentemente lo superficial, el resultado de la obra, dejando el estudio de lo constructivo para aquellos casos en lo que la magnificencia del resultado exija alabar también la destreza del creador. En general estos libros de arquitectura, cuando hablan de bóvedas y sobre todo si están revestidas, no se detienen a describir su composición interior, es más no les importa “*de qué estén hechas*”, siendo para ellos una cuestión menor, especialmente cuando los materiales empleados resultan de calidad inferior.

el surgir de la técnica

Así que la transmisión de su uso y técnica queda en manos de una tradición oral y, por tanto, de un lento discurrir temporal y geográfico. Los precedentes técnicos de la bóveda tabicada lo hallamos en el trabajo de los constructores romanos que doblan, para reforzar la cimbra o encofrado permanente de ladrillos planos que se extendía por debajo de las bóvedas de argamasa y piedra de las grandes construcciones romanas. El uso sistemático del doblado de ladrillos es un hecho en las *Termas de Caracalla* de Roma, donde por encima de una primera hoja o capa de grandes piezas de terracota cuadradas de unos 60 cm. de lado («pentádon»), se extendía, rompiendo las juntas, otra capa de ladrillos cuadrados de dimensión 2/3 de la anterior («laterculi»), dejando algunos ladrillos de canto para enlazar el posterior trasdosado.

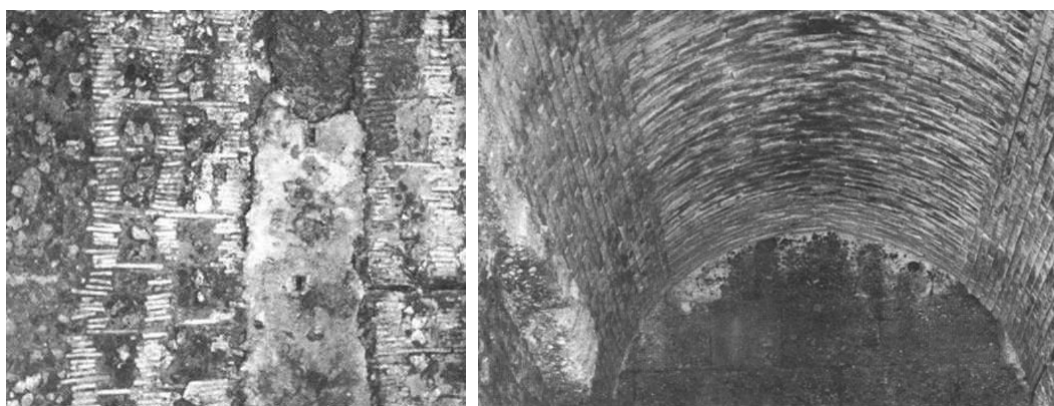


fig. 1.17.a. Bóvedas de Cañón. *Domus Augustana* (Roma). fig. 1.17.b. Bóvedas de ladrillo. *Basilica de Aspeados* (Turquía).

Esta tradición constructiva permanece vigente en la tradición italiana, bajo el nombre de sistema “*in folio*”. Existen numerosos ejemplos que testimonian un repetido y difundido empleo

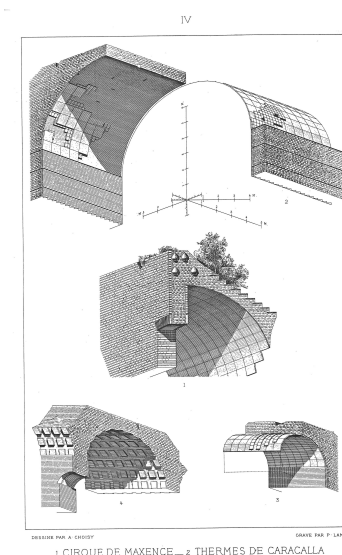


fig. 1.18. Planché 4. Cirque de Maxence. Thermes de Caracalla.

CHOISY, Auguste
L'Art de bâtir chez les Romains (1873)

de dicho sistema constructivo en contextos geográficos y épocas históricas diferentes. Su presencia se registra en diversas experiencias históricas, a partir del período renacentista, durante el cual el uso de esta tipología en folio aparece como una reinterpretación de la antigua técnica romana, hasta llegar a la segunda mitad del siglo XVIII y el XIX, donde se encuentran, además, en significativas intervenciones arquitectónicas. Los procedimientos de ejecución podían ser diversos:

“aprovechando la ligereza de las baldosas y el fraguado rápido del yeso, los albañiles trazaban la superficie del intradós con simples ságomas de madera, sin emplear cimbras, y realizaban la obra disponiendo los ladrillos en espina de pez.

Sin embargo, en otros casos preparaban una cercha ligera, sobre la que colocaban los elementos de ladrillo cubiertos en la parte superior con mortero, que penetraba entre las juntas de los mismos ladrillos. El número de hojas dependía de la amplitud de la bóveda y variaba entre dos y cinco hojas.

Las bóvedas resultaban bastante ligeras y económicas, aunque no presentaban gran resistencia”.

FRATTARUOLO, Maria Rosa

“Las bóvedas in folio: tradición y continuidad”

Actas del Tercer Congreso Nacional de Historia de la Construcción. Sevilla, 26-28 octubre 2000

Este mismo sistema tuvo cierto desarrollo en la cuenca mediterránea más próxima, como sucede en el sur de Francia y en la zona Noreste de la Península Ibérica. El singular desarrollo que tuvo en el primer caso, en especial en la región meridional de Roussillon (XVIII), llega a caracterizar incluso un tamaño de “ladrillo” concreto de pequeño espesor y gran formato, que aún hoy se conoce como rasillón. Desde hace siglos los constructores empleaban las bóvedas planas o Roussillon, con una estructura resistente que estaba constituida por bóvedas rebajadas, de notable ligereza, al menos si se comparan con las tradicionales construcciones en piedra de corte o ladrillos de canto. Por consiguiente, era natural que resultaran de poco empuje, tanto por el peso reducido de la estructura, como por el propio modelo de funcionamiento. Además, su sección se caracterizaba por su mínimo espesor, así como por la posibilidad de utilizar materiales artificiales de bajo coste. Su construcción no exigía de pesadas cimbras como soporte provisional, siendo suficientes para su puesta en obra simples plantillas para marcar la traza geométrica.

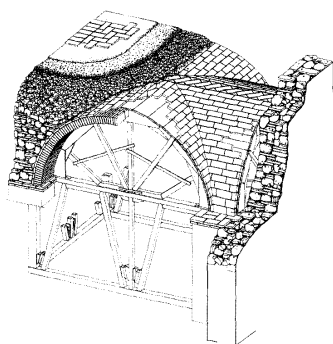


fig. 1.19. “Manuale del recupero del Comune di Roma, di Eugenio Battisti”.

MARCONI, P.

Disegno Industriale e Produzione Edilizia.
Anno V. N° 15/16
Gangemi Editore. Roma (1991)

En el siglo XVII, los arquitectos y maestros de obras italianos que habían mantenido vivo el arte de hacer bóvedas, trasladaron su uso a la Península a petición de los nuevos encargos que exigían importar desde Italia los nuevos cánones estéticos y hábitos constructivos del Renacimiento. Como parte de estos sistemas constructivos se encuentra el método de la «volte di quarto», directamente derivada de la evolución técnica de la lámina “in folio”. Supongo que un cierto halo de leyenda rodea la afirmación de varios tratadistas que señalan a Fray Lorenzo de San Nicolás (1563-1679), agustino que ejercía de Maestro de Obras en la Corte de Madrid, como el creador del epíteto de “bóveda catalana” con que se suele denominar de forma general en España a las bóvedas tabicadas. La misma leyenda indica que este nombre provenía de la gran pericia y audacia con que los albañiles de esa zona geográfica afrontaban la realización de las bóvedas tabicadas. Tal vez el hecho de que la Corona de Aragón (Cataluña) incorporara a sus dominios una buena parte de la zona meridional de Italia desde principios del siglo XIV y que la región francesa del Roussillon formara parte de su territorio hasta 1659, tenga algo que ver con la perfección de manejo del sistema que mostraban estos maestros catalanes.

Por tanto las verdaderas raíces y modelos a los que se refiere esta antigua técnica constructiva, así como las posibles conexiones o influencias entre los contextos geográficos analizados, se vuelve bastante difícil al no ser descrito textualmente este sistema constructivo, *custodiado como patrimonio exclusivo por algunos maestros albañiles locales*. Parece evidente una doble línea de desarrollo que emerge de forma más o menos paralela desde espacios de dominación romana como el sur europeo, y de modelos derivados de zonas de gran influencia de la cultura árabe, situaciones coincidentes en el caso de la Península. La mayor influencia de estas dos corrientes en la zona mediterránea (Levante y Cataluña) y la abundante presencia de los materiales precisos en dicha zona son, tal vez, el detonante que implica el gran desarrollo y conocimiento que experimentó este sistema, avanzando su control y refinamiento de forma natural en base a la experiencia acumulada.

El gran impulso señalado a partir de la segunda mitad del siglo XVIII se debe sobre todo al conde Félix Francoise d'Espie, que perfeccionó un método constructivo que preveía el empleo de ladrillos refractarios especiales para la ejecución de las cubiertas planas en sustitución de los sistemas tradicionales en madera y ladrillo. En 1754, publicó el manual titulado *Maniere de rendre toutes sortes d'édifices incombustibles, ou Traite sur la construction des voûtes, faites avec des briques et du plâtre, dites voûtes plates, et d'un toit de brique, sans charpente, appele comble briquete* (Manera de construir toda suerte de edificios incombustibles, o tratado de la construcción de bóvedas, hechas con ladrillo y yeso, llamadas bóvedas planas, y de un tejado de ladrillo, sin madera, llamado «cornble briquete»), traducido al español por Sotomayor en 1776. Dedicó un capítulo a comparar las bóvedas tabicadas con las bóvedas ordinarias. Empieza describiendo de forma cualitativa la forma en que empujan las bóvedas de fábrica. Así, indica que hay que considerar el espesor de la bóveda, su altura o flecha y la altura del estribo. Cita a Belidor (1729) en relación con el cálculo de empujes y advierte de los peligros de basar los proyectos en una práctica que no se basa en la teoría, para advertir a continuación que las citadas reglas no se aplican alas bóvedas tabicadas pues estas son de “una naturaleza diferente”. En resumen Espie está convencido del monolitismo y la consiguiente ausencia de empuje de las bóvedas tabicadas.

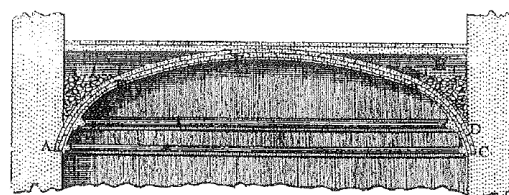


Fig. X.

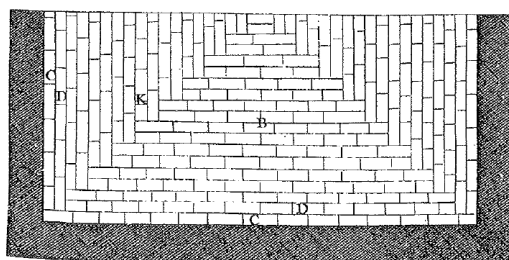


fig. 1.20. Bóveda tabicada para planta de piso de un edificio.
BLONDELL, J.F.- PLATTE (1771-7). Volumen VI. Lámina 95.



fig. 1.21. Convento de Sto. Domingo.
(Valencia.1382)

Justo en el rincón del Claustro, se observa como el inicio de la plementería sobre el nervio de esquina, se realiza con fábrica de rosca, para cambiar a bóveda tabicada a partir de cierta altura.

la concreción del sistema

*“Lograría considerables ventajas el arte de edificar,
si todas las ideas que nos proponemos asequibles tuvieran en la práctica
el buen éxito que a la fantasía aparece”.*

VENTURA RODRÍGUEZ

“Censura”. Edición española del Tratado de d’Espie.
Joaquín de Sotomayor

Tal vez el tratado de Félix Francoise d’Espie marque el inicio de una nueva época en la que el conocimiento del sistema de la bóveda tabicada abandona el mundo del “oscurantismo” que supone la transmisión oral para introducirse en el ámbito del discurso científico. Así debió de ser cuando en muy pocos años fue traducido al inglés (1756), al alemán (1760) y al español (1776). La descripción y exposición de una serie de ensayos pseudocientíficos (de discutible resultado en algunos casos) es razón suficiente para promover la crítica de otros estudiosos, como sucede con la “Censura” de Ventura Rodríguez, en el preámbulo de la edición española del tratado de d’Espie, obra de Joaquín de Sotomayor. La simple existencia de esa confrontación de opiniones y experiencias resulta sin lugar a dudas, un motor para el desarrollo “científico” del sistema.

Más allá del desarrollo pormenorizado de la evolución histórica, que abordaremos más adelante, el actual conocimiento del sistema permite definir como bóveda tabicada a una práctica constructiva cuyo fundamento, en contraposición con las bóvedas de dovelas, se centra en estos cuatro parámetros:

- *La gran economía de su puesta en obra: en el caso de las bóvedas sencillas, si el operario es experto, no requiere ningún tipo de cimbra y sólo en el caso de que la forma sea compleja o difícil de conseguir a buena vista se requiere de una plantilla que sólo sirve de guía.*
- *Su ligereza en relación a su capacidad portante; en la mayor parte de los casos aporta una capacidad portante más que suficiente y pesa bastante menos que las bóvedas no tabicadas.*
- *La reducción de la masa de los estribos; al ser menor su peso los empujes laterales disminuyen notablemente en relación con las de rosca, aunque, no se olvide, no son nulos.*
- *Su ilimitada capacidad de generar formas; es una técnica que permite ejecutar todas las formas de las bóvedas habituales y otras que no son tan fáciles, o imposibles, con los procedimientos basados en la utilización de cimbras.*

GONZÁLEZ MORENO-NAVARRO, J.L.

La bóveda tabicada: pasado y futuro de un elemento de gran valor patrimonial.
Preliminares a la obra “Construcción de bóvedas tabicadas”. TRUÑO, A.
Collegi D’Arquitectes de Catalunya. Barcelona 2004

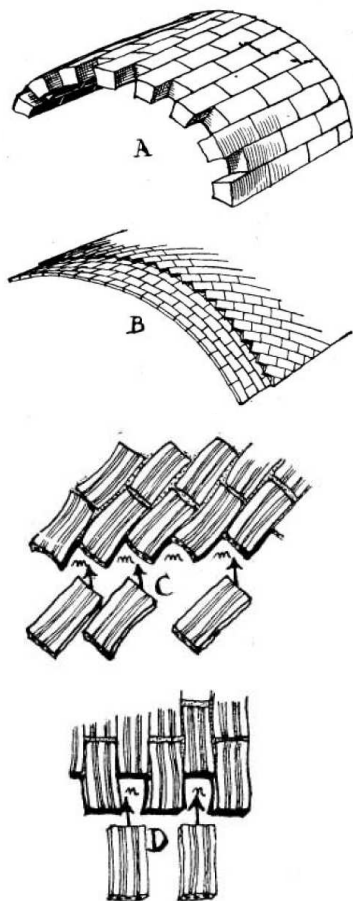


Buenaventura Rodríguez Tizón, conocido como Ventura Rodríguez (1717 -1785), fue sin duda el arquitecto más señalado del siglo XVIII español, al que se deben ejemplos como la Sta. Capilla de Nuestra Sra. Del Pilar de Zaragoza o la Capilla del Palacio Real de Madrid.

Suyas son las palabras que anteceden la traducción al castellano que Sotomayor (1776) realiza de la obra de d’Espie:

Pero esta suposición [de ausencia de empujes], o creencia, es lisonjera no obstante las experiencias que cita, y no se verifica efectiva, como acreditan los evidentes ejemplos que tenemos en casi todos los Templos de Madrid cuyas bóvedas son tabicadas de ladrillo y yeso, de curvatura más elevada, y con paredes más gruesas, amparadas de estribos, que a favor de la firmeza son grandes ventajas . . .

y las vemos quebrantadas por muchas partes, y con desplomo en las paredes, ocasionado del empuje.



- A. Aparejo corriente en bóvedas de piedra.
- B. Aparejo para bóvedas de rasilla.
- C. Enjarje para bóvedas de rasilla. En los huecos mm se acoplan fácilmente las rasillas siguientes, aunque todas sean desiguales y de mala forma.
- D. Enjarje difícil de hacer si las rasillas no son de tamaño uniforme y de forma regular, por ser difícil introducir otras rasillas en los huecos nn.

fig. 1.22. MOYA BLANCO, Luis

"Bóvedas Tabicadas"

Ministerio de la Gobernación.
Dirección General de Arquitectura.
Madrid. 1947

Con estas consideraciones podemos decir que una bóveda tabicada resulta aquella que es realizada mediante la superposición de, por lo menos, dos capas de rasillas puestas con la tabla tangente a la directriz de la bóveda. La primera hoja conforma el intradós; la segunda y las hojas sucesivas, si las hay, se colocan sobre "baño" de mortero a rompejuntas sobre las anteriores. Aunque resulta posible encontrar ejemplos de uso de un única hoja, estos casos se reducen a situaciones en las que la misión de la bóveda es servir de cerramiento inferior a un espacio superior, como puede ser el de cubierta y, carentes en buena medida, de un sentido portante.

La solución más habitual consiste en utilizar dos o tres capas de rasillas o ladrillos, los cuales, en las mejores bóvedas se disponían desde la primera capa en esviaje, es decir a 45° respecto de la directriz o de las paredes o arcadas que la sustentan, mientras que en los casos "corrientes" se dispone paralela a la generatriz o a los elementos de sustentación. La primera hoja de rasilla se realiza con aglomerante de mortero de yeso o de cal o incluso cemento rápido, apoyando una rasilla entre otras dos por el ángulo recto haciendo crecer la construcción, avanzando a la vez por tres lados en forma de lunetos en el caso de bóvedas esviadas a 45° , o avanzando desde los dos estribos hacia el centro en el caso de las bóvedas con los ladrillos paralelos a la directriz. La segunda capa se hace disponiendo las rasillas con las juntas de mortero girada 45° respecto de la primera si ésta era paralela a las paredes o bien girando 90° la dirección de las rasillas respecto a la primera hoja o capa esviada. La tercera capa, en su caso, será un doblado de la segunda, hecha igual pero girando 90° la dirección de las rasillas.

los materiales

Sin duda la rasilla será el material fundamental del sistema constructivo y deberá de presentar una cualidad fundamental, que residirá en su escaso peso con el fin de que pueda ser "aguantada al aire", con la simple ayuda de la adherencia derivada del empleo de la pasta de yeso (eventualmente de cemento) aplicada en sus cantos. Esta condición de ligereza establece en el caso de un material cerámico dos posibles conformaciones: un mínimo espesor de fabricación derivada de su fragilidad, resuelta en general con dimensiones aproximadas de $29 \times 14,5 \times 1,5$ cm., o bien un mayor peso mediante pieza parcialmente aligeradas interiormente, la tradicional rasilla en dimensiones habituales de $24 \times 12 \times 3$ cm. En ambos casos la pieza apenas supera los 1,20 kg de peso, permitiendo de esta manera un ágil manejo por parte de los operarios.

Estas piezas "ligeras" serán las empleadas de manera preferente en las dos primeras hojas o gruesos de las bóvedas, pudiendo emplearse en hojas sucesivas secciones de mayor dimensión y/o peso. Estas primeras hojas se conformarán con la pieza colocada de plano, tangente al intradós de la bóveda, de tal manera que al completarse su trazado radial se conformará un arco que se comporta como un sistema dovelado de mínimo espesor y de reducida estabilidad, suficiente para recoger la ejecución de la segunda hoja (doblado), lo que permitirá recibir en las siguientes hojas piezas de mayor peso transmitido.

Las piezas han de ser regulares, bien escuadradas y planas, ya que la homogeneidad dimensional se plantea como razón imprescindible para conseguir la trabazón del sistema (recordemos que el trazado original debe realizarse con piezas enteras, de tal manera que resulta necesario asegurar la uniformidad del “módulo” de trazado que establece la dimensión base de las piezas cerámicas.

La condición de una rápida adherencia entre piezas exige que la rasillas que conforman la primera hoja se encuentre muy poco húmedas, lo suficiente para facilitar la interacción con la pasta de yeso, sin contenidos excesivos de agua que permitan retrasar el fraguado del yeso y, además, impongan un peso innecesario a la pieza. Las siguientes hojas no requieren un control tan estricto, debiendo asegurar en cualquier caso, que el agua contenido no provoque ni su cesión ni la absorción del agua contenida en el mortero de junta.

Los aglomerantes empleados en la conformación del mortero resultan preferentemente el yeso y los cementos, cuyas propiedades fundamentales residirán en la homogeneidad de tiempo de fraguado y en un adecuado comportamiento frente a fenómenos de variación de volumen asociados al proceso de fraguado.

Por esta razón de “hinchazón” experimentado en la fase de hidratación, el yeso resulta empleado preferentemente en la primera hoja, acudiendo exclusivamente a la rapidez de fraguado que presenta, empleando en hojas sucesivas morteros mixtos de cemento, o exclusivamente de éste. El fenómeno de hidratación del yeso puede prolongarse durante un gran tiempo, incluso después de su endurecimiento inicial, de tal manera que el riesgo tensional que pueden provocar los efectos de variación dimensional pueden ser limitados empleado un mínimo de material, dispuesto exclusivamente en la primera hilada, tal y como hemos indicado. De esta manera se puede limitar también el proceso de ataque que provoca sobre los elementos metálicos, que de existir, se dispondrán en hojas más interiores.

El trabajo con yeso implicará un especial cuidado, ya que una vez aplicado no podrá ser reamasada una vez que haya comenzado el endurecimiento, ni añadirle más yeso en polvo, ya que esto podría provocar que aportes de agua posteriores (por ejemplo procedentes de la precipitación del agua contenido en las rasillas de las hojas siguientes) deriven en la rehidratación de la pasta y el desprendimiento de las piezas cerámicas. Por esta razón resulta también importante limpiar convenientemente todas las rebabas de la junta.

En el caso de morteros de cemento, empleado preferentemente en las hojas sucesivas, no resulta tan importante el tiempo de fraguado, aunque sigue siendo muy importante el control de la deformación volumétrica que experimenta durante el proceso de fraguado. Deberá ser aplicado en espesores suficientes para asegurar la adherencia entre hojas, pero no presenta ninguna ventaja el empleo de gruesas secciones que generen capas de comportamiento diferencial entre hojas cerámicas.

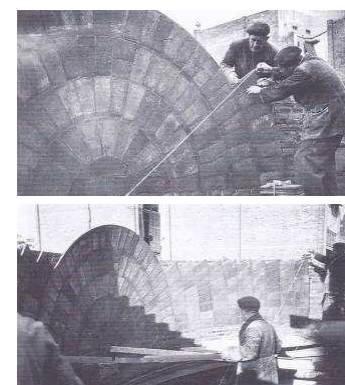


fig. 1.23.a | b. Ejecución de nicho
por medio de fajas horizontales

TRUÑO, Ángel

“Construcción de Bóvedas Tabicadas”
Instituto Juan de Herrera. Escuela
Técnica Superior de Arquitectura
Madrid. 2004

la mano de obra

La dificultad del trazado de este sistema exige de una mano de obra ciertamente especializada, al menos para la ejecución de la hoja inicial o “sencillado”, que precisa de un trazado adecuado a la geometría a resolver y a las dimensiones de la pieza con que se trabajará.

El trabajo eficiente requiere un equipo formado por no menos de dos operarios, de tal manera que una vez cerrada la primera hoja o arco de la primera hilada sea posible reforzar inmediatamente con la primera hilada del segundo grueso, y así sucesivamente ir iniciando de manera escalonada la construcción de los correspondientes gruesos. Todo el proceso se realiza de esta manera, avanzando de manera continua y seriada, en una especie de construcción “telescópica” en el que cada nuevo arco cerrado se aprovecha de la resistencia ya conseguida en el anterior.

Para realizar este proceso resulta necesario un punto de partida “estable”, que bien puede ser un paramento existente sobre el que ejecutar, mediante rozado, la traza de la bóveda a ejecutar, o un tabique provisional que más tarde puede ser demolido y en el que apoyar el primer arco de la bóveda. Se emplean también cerchas y celosías ligeras que permiten definir de manera precisa la geometría del elemento o resolver, para lo cual deberán ser rígidas e indeformables, perfectamente apoyadas sobre elementos de capacidad suficiente para no experimentar deformaciones por efecto de la flexión provocada por los sucesivos estados de carga. Estas celosías sirven de guía para el trazado formal de la bóveda y en ellos se apoya a lo sumo un arco de ésta, por lo que generalmente su empleo se reserva para la resolución de encuentros particulares, como puede suceder en el caso de bóvedas de arista o de rincón de claustro.



fig. 1.26. Construcción de arco base.

MOYA BLANCO, Luis

“Bóvedas Tabicadas”

Ministerio de la Gobernación.
Dirección General de Arquitectura.
Madrid. 1947

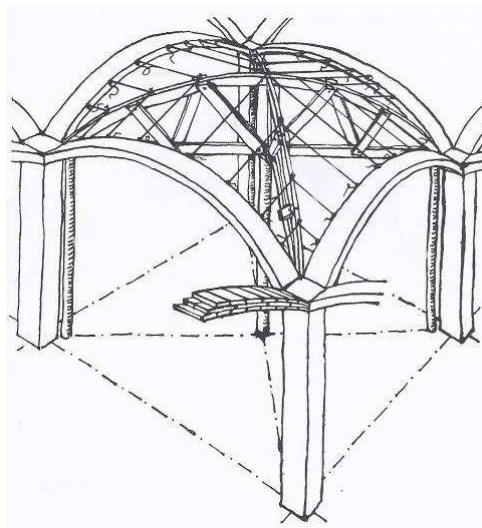


fig. 1.24. Preparación para construir una bóveda por arista peraltada.

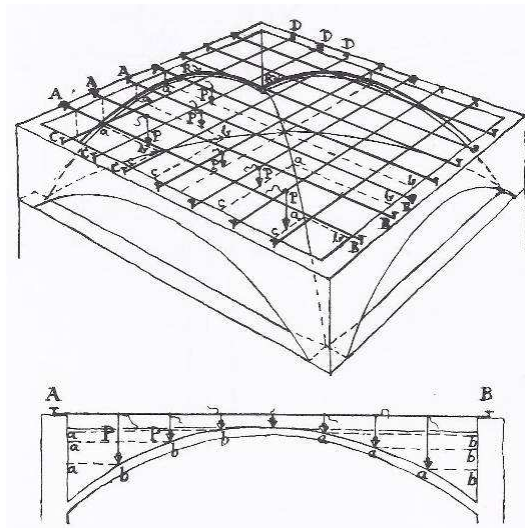


fig. 1.25. Preparación para construir una bóveda por arista mediante plomada.

la ejecución

Todo el proceso de ejecución de este sistema debe establecerse en base a un estudio de las condiciones de empuje que resultan en las diferentes fases de su construcción. Todos los apoyos deberán estar dispuestos de tal modo que puedan oponerse a los distintos empujes que resulten, mediante el contrarresto que surja de la adecuada disposición de la masa de los materiales de construcción, o bien mediante el atirantamiento inducido por elementos metálicos auxiliares.

El primer caso exige que las bóvedas se realicen una vez se asegure que el edificio tiene una altura suficiente para que su peso propio pueda absorber los empujes. En caso contrario resulta posible acudir a la ayuda de los mencionados tirantes metálicos provisionales que serán cortados cuando se alcanza la condición de equilibrio derivada de la construcción en altura de la masa que ha de estabilizar los apoyos. Cuando la bóveda sirva para cubrir una planta sus arranques estarán al mismo nivel, evitando de esta manera flexiones laterales en sus apoyos, de tal manera que se contrarresten mutuamente los empujes.

Por tanto, y en primer lugar será preciso asegurar la estabilidad de la bóveda durante el proceso de ejecución, situación que puede ser en algunos casos más desfavorable que la resultante de la bóveda terminada. De aquí surgen determinadas pautas de ejecución que establecen la adecuada secuencia con que deber de ser erigida la construcción, función de su tipo y de los elementos de contrarresto disponibles en cada caso concreto.

Ejemplos como los sugeridos en las figuras siguientes muestran esta condición en las que se busca la condición de equilibrio en base a conceptos de simetría y continuidad de los arcos terminales levantados en cada una de las direcciones, siendo preciso además, que la condición de simetría sea mantenida tanto en la hoja inicial (*sencillado*) como en la sucesiva ejecución del resto de las hojas o gruesos. Idéntica condición resultará para los casos particulares en que se resuelvan un conjunto de bóvedas en las que resulte necesario asegurar que cada una de ellas dispone del contrarresto aportado por las adyacentes.

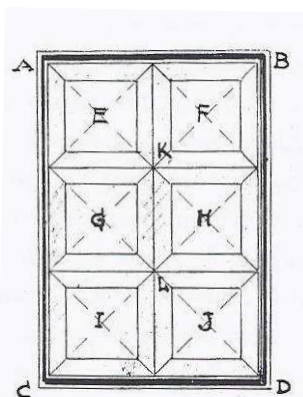
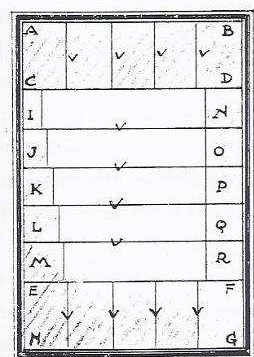


fig. 1.27.a | b. Orden de ejecución de las bóvedas cilíndricas adyacentes y de bóvedas de arista.

TRUÑO, Ángel

"Construcción de Bóvedas Tabicadas"

Instituto Juan de Herrera. Escuela Técnica Superior de Arquitectura.
Madrid. 2004

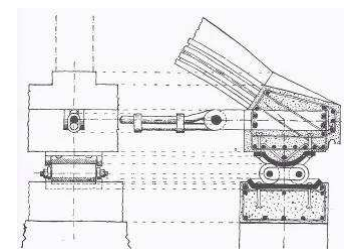


fig. 1.28. Apoyo para control de giro y desplazamiento.

MOYA BLANCO, Luis

"Bóvedas Tabicadas"

Ministerio de la Gobernación.
Dirección General de Arquitectura.
Madrid. 1947

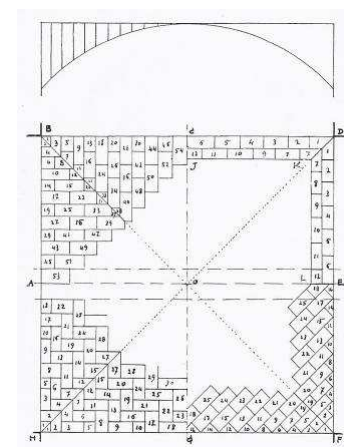


fig. 1.29. Aparejos vistos para bóvedas de arista.

TRUÑO, Ángel

"Construcción de Bóvedas Tabicadas"

Instituto Juan de Herrera. Escuela
Técnica Superior de Arquitectura
Madrid. 2004

Como ya hemos indicado la mayor complejidad resulta del trazado y ejecución de la primera hoja, sencillado o “*senzillat*” que conforma el conjunto de arcos sencillos o anillos base para la conformación del sistema. El uso de piezas prismáticas para la conformación de figuras curvas exige una gran maestría de trazado, que evite la rotura o retoque de las piezas, generando una envolvente de traza geométrica continua. No resulta posible adoptar aparejos que generen cejas o redientes que dificulten el encaje de las sucesivas rasillas, o de geometrías que impliquen un excesivo empleo de masa que, por una lado “afee” el resultado y, por otro, suponga un retraso en el tiempo de fraguado del material y una mayor espera en la colocación de las piezas. Por tanto las juntas deberán de ser preferentemente de traza ortogonal y espesor constante.

Cada pieza colocada en un arco deberá quedar perfectamente colocada para permitir el enlace con las siguientes del mismo arco y con las que conformarán los arcos sucesivos. Dado que las rasillas son prismáticas deberán colocarse formando un ángulo recto con la arista del arco anterior, obteniendo así un buen apoyo para ellas con el arco anterior y con la arista libre de la colocada anteriormente.

Si la curvatura presenta un radio pequeño en relación al tamaño de la rasilla puede ser necesario recurrir a la formación de pequeños resaltos en el sentido de esta curvatura, procurando repartir en resaltos iguales, proporcionalmente desde la rasilla de origen a la terminal, debiendo regularizar los labios, tanto interiores, como exteriores, con el revoco.

Si el problema de adecuación entre la curvatura y el tamaño de la pieza se resuelve cortando las piezas, éstas deberán de ser proporcionales a las enteras, de tal manera que generando un mayor número de juntas sea posible ceñirse con mayor precisión a la curvatura. Esta facilitará el giro paulatino de unas rasillas con respecto a las otras, según juntas normales al testero, evitando compensar las posibles irregularidades con variaciones de grueso o con la forma de las juntas.

Los arcos que conforman la bóveda se comienzan por los arranques y se van colocando sucesivamente las rasillas, procurando una disposición de simetría con respecto al eje de dicho arco, de tal manera que la última pieza colocada sea la de cierre (central o clave). Las primeras piezas mantienen una directriz casi vertical, por lo que prácticamente se mantienen estables de forma inmediata, debiendo extremar el tiempo de trabajo necesario a medida que las piezas tienden a la horizontal, conforme se acercan a la clave.

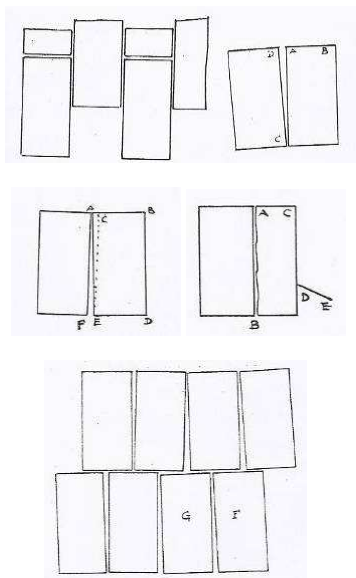


fig. 1.31. Diferentes tipos de fallo en la colocación de rasillas

TRUÑO, Ángel

“Construcción de Bóvedas Tabicadas”

Instituto Juan de Herrera. Escuela
Técnica Superior de Arquitectura
Madrid. 2004

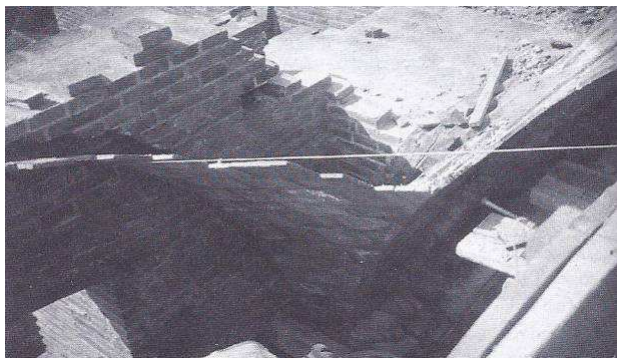


fig. 1.30. Construcción de una bóveda en su fase inicial, con la colocación de las primeras hiladas del luneto.

TRUÑO, Ángel

“Construcción de Bóvedas Tabicadas”

Instituto Juan de Herrera. Escuela
Técnica Superior de Arquitectura
Madrid. 2004

No resulta preciso romper las juntas de un arco con los inmediatos, ni siquiera es conveniente, ya que el corte de piezas puede dificultar la continuidad de la bóveda dada la irregularidad que pueden presentar las piezas cortadas. La trabazón siempre se conseguirá con el doblado superior. De esto podemos deducir que no resulta posible confiar la corrección de una pieza mal colocada mediante posteriores acomodos de las siguientes, ya que además de deformar el intradós por la inflexión que se produce resulta posible que aparezcan dificultades en la colocación del arco siguiente.

La correcta colocación de la primera hoja permitirá la colocación del doblado o segunda hoja, fase que se debe de realizar casi de manera simultánea con el sencillado, una vez que se hayan completado tres o cuatro arcos de este. Tras cubrir éstos con una ligera capa de regularización, suficiente para asegurar la adherencia entre hojas, se colocarán las rasillas sobre ellas, siendo imprescindible que exista una completa discontinuidad entre todas las juntas de todas las hojas que constituyen la bóveda.

A diferencia de las piezas que conforman el sencillado, las piezas del doblado se colocan bien húmedas, permitiendo disponerlas sobre la cama de mortero con un ligero restregón, retirando las rebabas de mortero que rezumen de las juntas.

El espesor final de la bóveda se logra por la adición sucesiva de gruesos, de tal manera que el peso y la resistencia de la bóveda se incrementa de forma gradual, pero para que esto ocurra resulta precisa esa condición de discontinuidad de junta entre todas las hojas a la que hemos aludido anteriormente. Esto puede dar a configuraciones un tanto complejas, especialmente en el caso de bóvedas de mucha luz o longitud, ya que en estos casos puede suceder que llegue un momento en que haya coincidencia de juntas, dado que las juntas de mortero de las inferiores serán más delgadas que las de las de las hojas superiores. Se puede solucionar este problema mediante el recorte de las rasillas que conforman los arcos de los doblados en las inmediaciones del arco en el cual va a producirse esta coincidencia.



fig. 1.32.a|b. Imágenes de la construcción de una bóveda por arista sobre arcos tabicados de planta cuadrada de 15,00 m. de luz en la cripta de la parroquia del Pilar en Barcelona, bajo el proyecto y dirección del arquitecto Don Antonio Fisas, siendo el constructor Don J. Amargós.

TRUÑO, Ángel.

"Construcción de Bóvedas Tabicadas".
Instituto Juan de Herrera. Escuela Técnica Superior de Arquitectura. (Madrid, 2004)

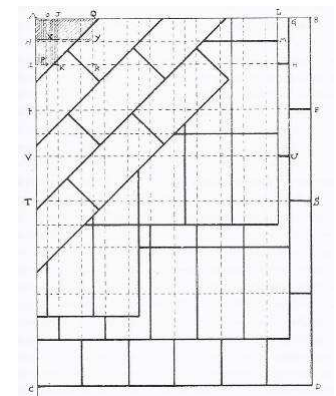


fig. 1.33. Aparejos de gruesos sucesivos matando juntas.

TRUÑO, Ángel

"Construcción de Bóvedas Tabicadas"
Instituto Juan de Herrera. Escuela
Técnica Superior de Arquitectura
(Madrid, 2004)



fig. 1.34. "Serreta" formada en una bóveda de rasilla en construcción.

TRUÑO, Ángel

"Construcción de Bóvedas Tabicadas"
Instituto Juan de Herrera. Escuela
Técnica Superior de Arquitectura
(Madrid, 2004)

Es importante controlar los tiempos de fraguado que corresponden a los morteros empleados en las sucesivas roscas a fin de asegurar la capacidad de trabajo del conjunto. Una vez asegurada ésta se procede a rellenar de manera simétrica las partes bajas de las bóvedas con las masas de contrarresto. En los casos en los que es necesario alcanzar niveles de relleno importantes se solía recurrir a soluciones de nivelación con tabiquillo y solera superior o bien a rellenos con piezas cerámicas huecas (ver Fig. 1.9). En estos casos los tabiques se disponen según la directriz de la bóveda, formando arcos en los tabiques que además de aligerar la bóveda de su carga, la arriostran eficazmente. Si los tabiques han de apoyar según la generatriz se busca un reparto de los mismos de modo que resulten cargas simétricas, apoyándose en hiladas longitudinales que reparten la carga a otras normales que seguirán la forma de las directrices.

Deben de reforzarse los encuentros de las bóvedas, estos refuerzos se pasan por el extradós de la misma, de manera que se opongan a empujes que puedan recibir de las otras y en caso de bóvedas que carguen o apoyen encima de otras, hay que reforzar la zona de apoyo, no solo para soportar mejor la carga, también para oponerse al deslizamiento que puede provocar el empuje.



fig. 1.36. "Lenguetas" que rigidizan la bóveda y ayudan a alcanzar el nivel del solado superior.

TRUÑO, Ángel
"Construcción de Bóvedas Tabicadas"
Instituto Juan de Herrera. Escuela
Técnica Superior de Arquitectura
(Madrid, 2004)

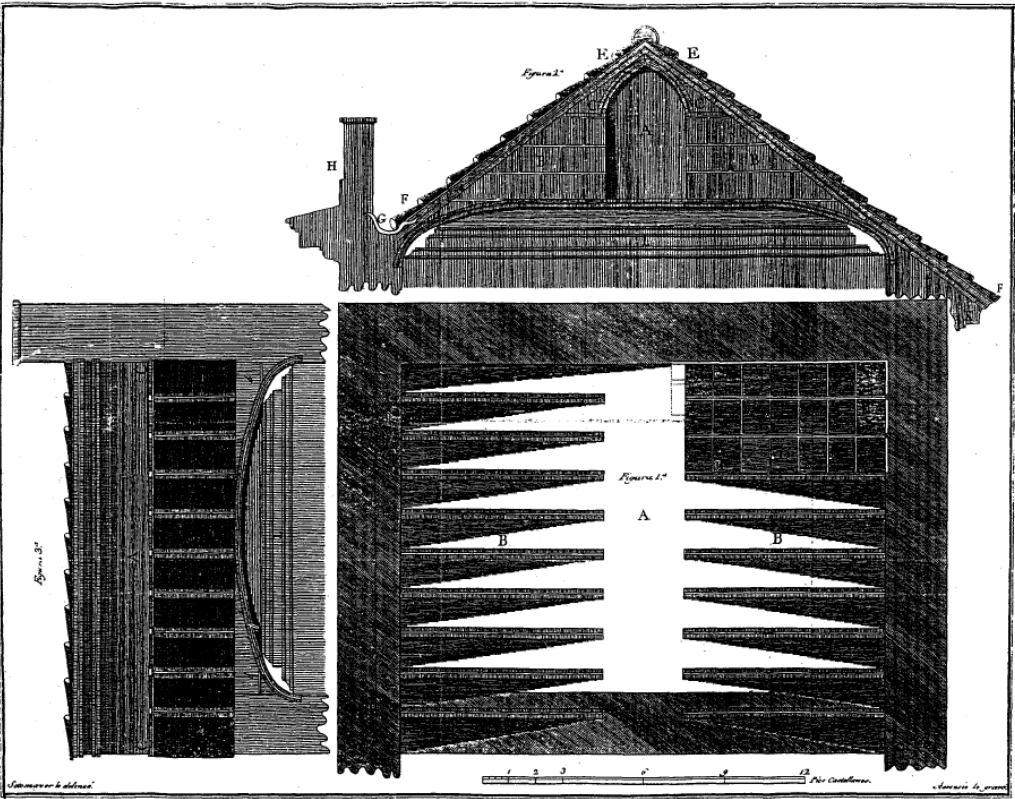


fig. 1.35. Construcción de una zona de piso sobre una bóveda tabicada mejorando el reparto de cargas.

JOACHIN DE SOTOMAYOR.
"Modo de Hacer Incombustibles los Edificios, sin aumentar el coste de su construcción" (1776)
Traducción al castellano del Tratado de d'Espie.

la fe ciega en la proporción

“En nada debe poner el arquitecto mayor cuidado que en hacer que los edificios tengan las medidas justas y proporcionadas entre el conjunto y las partes que lo componen. Por tanto, cuando se haya determinado la regla de la simetría, y se hayan reducido mediante el cálculo las relaciones de esta medida común (módulo), entonces es llegado el momento de atender con la inteligencia a la naturaleza del lugar, al uso y al aspecto externo del futuro edificio; y quitando o añadiendo algo a las proporciones previamente establecidas, llegar al modo y tamaño que le corresponda; pero en forma que por lo añadido o suprimido se vea que el edificio ha sido bien trazado y que en él la vista nada echa de menos”.

MARCO VITRUBIO POLION

“Libri Decem de Architectura”

Los Diez Libros de la Arquitectura (VI,2; B. 145)

Si queremos buscar un origen temporal y geográfico del nacimiento de este sistema constructivo (bóveda tabicada) debemos orientar el trabajo hacia los puntos y momentos en que resultó posible la confluencia de los tres pilares que constituyen el conocimiento de la técnica de construcción sin cimbra, la disponibilidad de un conglomerante de fraguado rápido (utilización profusa del yeso) y el desarrollo de una “industria” cerámica capaz de producir las piezas (ladrillo).

Parece que el breve recorrido histórico sobre construcción “*al aire*” del capítulo anterior arrancaba desde Mesopotamia, siendo recogida por el pueblo árabe que la extendió de manera intensa por todo el norte de África y, posteriormente, por la Península Ibérica. La cultura que más dominio ha demostrado sobre el yeso ha sido la árabe o islámica (podemos recordar los trabajos de la Alhambra los que hemos aludido anteriormente). La tecnología romana generó una sistema modular que fomentó el desarrollo de la construcción con piezas cerámicas y existen suficientes muestras de ello en el Levante español. Si a esto sumamos la existencia de explotaciones yesíferas en toda la cuenca mediterránea, parece que podemos acercarnos al punto geográfico en el que “despertó” la técnica.

Un tanto más difícil será datar una fecha de comienzo del conocimiento documental, especialmente si tenemos en cuenta que hasta el bien entrado el siglo XVI la inexistencia de manuscritos sobre construcción obligaba a que la tradición constructiva se convirtiera en un arte secreto y celosamente guardado por los gremios. Con ello, resulta imposible encontrar un documento escrito que pueda documentar o fechar cual pudiera ser el origen teórico de análisis de este sistema constructivo.

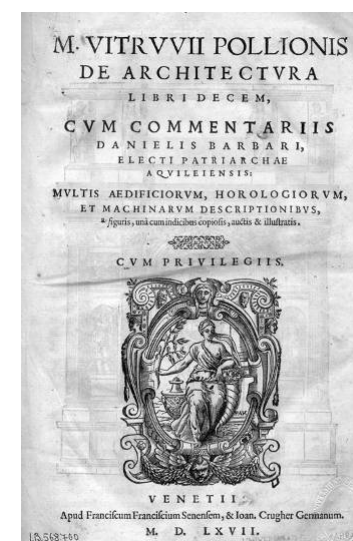


fig. 2.1. “Libri Decem de Architectura”

MARCO VITRUBIO POLONIO

En gran medida la recuperación de los conceptos de geometría y proporción fundamentadas en la tradición greco-romana fueron recuperadas en el Renacimiento italiano a partir de la edición de la obra de Vitrubio.

La edición representada corresponde con un documento de 1567.



fig. 2.3. Cúpula de la capilla del cementerio de Aznalcollar, donde se puede apreciar con claridad la colocación de los ladrillos, las hiladas de plano y las de canto.



fig. 2.4. Diego de SAGREDO

"Medidas del Romano nuevamente impuestas y añadidas; muchas piezas y figuras muy necesarias a los oficiales que quieren seguir las formaciones o las Baías, las columnas, la piedra y otras piezas de los edificios antiguos" (1549)

Sin embargo se han realizado algunos estudios sobre el tema como el compendiado en la obra de Philippe Araguas *"L'acte de naissance de la Boveda Tabicada ou le certificat de natutalisation de la "voûte catalana"»* (Bulletin Monumental, tome 156-II anné1998, Société Française d'Archéologie). En este artículo se hace referencia a un documento del rey D. Pedro de Aragón, fechado en 1382 y en donde se describe el descubrimiento de una nueva técnica como *"una manera de trabajar con el yeso y el ladrillo más provechosa, más ligera y de poco peso"*. El documento, que conforma una carta dirigida a un tal Merino, está firmada por el propio Rey el 22 de Junio de 1382, y describe un sistema de construcción contemplado en algunas zonas del sur peninsular (parece ser que la carta estaría escrita en referencia a Algeciras). Paralelamente otros historiadores tratan de fechar el origen documental de este sistema en una carta de Martín I El Humano, de principios del siglo XV, que trata de la construcción de la Capilla Real de la Catedral de Barcelona (COLLINS, George; *"El paso de las cáscaras delgadas de fábrica desde España a América"*, Instituto Juan de Herrera, 2001).

Resulta hasta cierto punto sensato pensar que los primeros documentos que hacen referencia al sistema provengan de esta zona que durante más tiempo sufrió la ocupación árabe, y en la que por tanto resulta más fácil encontrar un mayor número de ejemplos de aplicación. El desarrollo del sistema tendría por tanto una clara difusión, siendo empleado tanto en obras de singular importancia como la propia Alhambra de Granada, como en las sencillas construcciones residenciales (la carta de D. Pedro de Aragón podría contener una clara descripción del sistema empleado en la reconstrucción de Algeciras, que había sido prácticamente destruida en 1379). Se mantienen en pie todavía hoy ejemplos tan significados como el de Aznalcollar, y su *Capilla del Cementerio* en la que con gran maestría se combinan los ladrillos con hiladas de plano y de canto.

Pero tal vez donde una mayor profusión tuvo el sistema fue en la zona del sureste, en zonas como Almería y Valencia en las que además de facilidad para la fabricación de piezas cerámicas coexistía la posibilidad de obtener con cierta facilidad el recurso fundamental que suponía el yeso. La tradición en esta zona del levante se mantiene con ejemplos como el del Convento de Santo Domingo, originario del siglo XIV y en el que se combinan tanto soluciones de vueltas de ladrillo doble puestas de plano como soluciones abovedadas que combinan nervaduras de piedra y plementerías de ladrillo.



fig. 2.2.a | b. Bóvedas gallonadas en la Puerta de las Armas de la Alhambra (Granada). La primera de ellas es una cúpula sobre cuatro trompas de semibóveda de aristas, que cubre un espacio cuadrado de 3,15 m. De esta planta octogonal se pasa a otra de 16 lados, de los que arrancan otros tantos gallones que forman la cúpula y se encuentran en arista viva. La cúpula está recubierta de un enlucido de yeso pintado de rojo imitando el despiece del mismo material. La segunda cubre igualmente un espacio cuadrado de 3,15 m, solo que ésta es de ocho gallones.

los primeros escritos

El “código” de diseño más antiguo del que se conserva un ejemplar intacto, de origen y desarrollo propiamente español puede ser el elaborado por Diego de Sagredo “*Medidas del Romano*” fechado en el año 1549. Los conceptos de proporción permanecen referidos textual y gráficamente a lo largo de todo el documento. Las reglas de proporción forman parte del criterio de diseño que ha de adoptar el Proyectista a fin de asegurar una adecuada composición. No constituye por tanto un compendio de cálculo, pero sí de proporción, entendiendo que en el respeto a estas leyes compositivas se encuentra asegurada la viabilidad de las condiciones portantes de la construcción ejecutada.

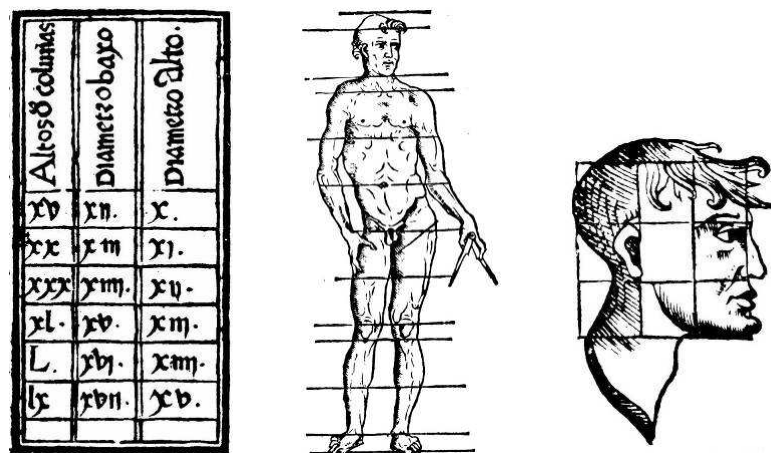


fig. 2.5.a | b | c. Diferentes escalas y reglas de proporción presentes en el libro de Diego de Sagredo "Medidas del Romano nuevamente impuestas y añadidas" (1549).

Este documento constituye el inicio de una fase de transmisión del conocimiento de la práctica de la arquitectura y de la construcción que mucho le debe al toledano Iván de Ayala, que además del anterior documento genera las conocidas traducciones de la obra de Sebastian Serlio en el año 1552. De nuevo nos encontramos ante un catálogo de soluciones formales y relaciones dimensionales que tratan de acotar los criterios básicos que ha de satisfacer la buena composición de la arquitectura.

Poco después llegarán “*Los diez libros de arquitectura*” de León Battista Alberti cuya primera impresión en castellano corresponde con la publicación del año 1582 (Impreso por Alonso Gómez). El tratado de Alberti, además de una recuperación del estilo arquitectónico latino es también una monografía sobre la construcción; sea desde la dimensión social y de la responsabilidad cívica del arquitecto, sea dando consejos, detalles y técnicas de obras para el “constructor moderno”.

*Que no has de rentar cosa sobre tus fuerças, o fuera de naturaleza, si-
no ver quien eres tu, y que, y en que lugar lo hagas. Capit. 11.*



fig. 2.6. SERLIO BOLONÉS, Sebastián

“Tercero y cuarto libro de arquitectura de Sebastião Serlio Bolonés. En los cuales se trata de las maneras de cómo se puede adomar los edificios con los ejemplos de las antigüedades. Agora nuevamente traduzido de Toscano en Romance Castellano por Francisco de Villalpando Architecto.”.

Publicado en Toledo en la Casa de Iván de Ayala en el año 1552.



fig. 2.7. LEÓN BATTISTA ALBERTI

“Los diez libros de Architectura”.

Publicado en la Casa de Alonso Gómez en el año 1582.

Al erudito tratado de Battista, continuará el más práctico tratado de Juan de Arphe y Villafañe, y su “*De Varia Commensuracion para la Esculptura y Architectura*” impreso en Sevilla en 1585. Constituye un auténtico tratado de geometría en el que confluyen un conjunto de reglas matemáticas y geométricas que permiten abordar el correcto tratado de las más “complejas” formas de arquitectura.



fig. 2.10. De VIÑOLA, Iacome

“Regla de las Cinco Ordenes de Arquitectura”. (1593).



fig. 2.11. de ROJAS, Cristobal

“Teórica y Práctica de Fortificación”. (1598)

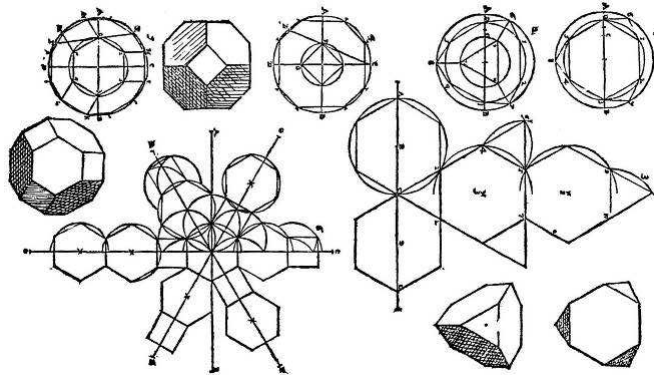


fig. 2.8.a | b. Portada y ejemplo de representación geométrica presente en el libro de Juan de Arphe y Villafañe “*De Varia Commensuracion para la Esculptura y Architectura*” (Sevilla, 1585).

Sobre estas reglas de trazado de geometrías insistirá el tratado de Hernán Ruiz “el joven”, generoso en ejemplos de las más variadas geometrías, en su manuscrito “*Vitrubio: Libro de Arquitectura*”, fechado en 1590.

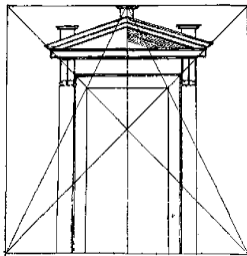
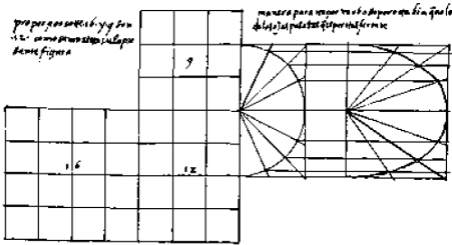


fig. 2.9. Ejemplos de algunos esquemas presentes en la obra de Hernán Ruiz “el joven” y que en base a una inscripción posterior en su contraportada se entiende dibujados por J. de Herrera.

El tratado “*Regla de las cinco órdenes de arquitectura*” de Viñola, fue impreso en 1593, y en él se establecen de forma detallada las reglas y proporciones que corresponden a la ortodoxia clásica.

Un interesante libro en el que se recogen las primeras condiciones geométricas de trazado que han de cumplir los arcos y por tanto buena parte de las bóvedas es el “*Teórica y práctica de fortificación*” de Cristóbal de Rojas, impreso en Madrid en 1598.

Pero si nos referimos en exclusiva a la bóveda tabicada el primer documento en el que se hace referencia a este elemento constructivo es el “*Arte y uso de Arquitectura*” de Fray Lorenzo de San Nicolás, agustino y maestro de obras que publicó en 1634 este tratado de casi 180 páginas, y que resulta un auténtico compendio de construcción que trata a partir del capítulo LI y hasta el LIX los conceptos de diseño de bóvedas y cúpulas.

Fray Lorenzo ofrece unas reglas geométricas sencillas, función de la luz y del material de que se forma la bóveda. Si el muro no tiene contrafuertes, Fray Lorenzo recomienda un espesor de $L/5$ para los muros que resisten una bóveda tabicada (frente a $L/4$ para sostener una bóveda de rosca de ladrillo y $L/3$ para una de piedra). *“Cuando la bóveda hubiere ser tabicada de ladrillo, basta que lleven las paredes de grueso la octava parte de su ancho... y los estribos que cumplan con el grueso hasta la cuarta parte de su ancho. Si en el templo cuyas bóvedas han de ser tabicadas no pudiere haber estribos, tendrán de grueso las paredes la quinta parte de su ancho... y aun hay lugar en esta parte de adelgazar más.”*

diez pies, y sin temor se podrá cargar las bobedas: quando la bobeda huuiere de ser tabicada de ladrillo, basta que lleuen las paredes de grueso la octaua parte de su ancho, que es de quarenta, cinco pies de grueso, y los estriuos se cumplan con el grueso, hasta la quarta parte de su ancho. Si en el Templo, cuyas bobedas han de ser tabicadas, no pudiere auer estriuos, tendrán de grueso las paredes la quinta parte de su ancho, que es de quarenta, ocho pies de grueso, y aun ay lugar en esta parte de adelgazar más. El prudente

Y cuando un muro no tiene que resistir empujes *“Porque estas quatro paredes... sin que bóveda alguna cargue en ellas, sino sólo las armaduras... tendrá de grueso la séptima parte de su ancho; y siendo de ladrillo las paredes, tendrán de grueso la octava parte de su ancho.”*

los Colaterales, ni el de la delantera: porque estas quatro paredes no hazen sino sustentarse a si mismas, sin que bobeda ninguna cargue en ellas, sino solo las armaduras, y porque estas tambien obseruen preceptos, siendo el Templo de canteria: porque de ordinario ay en estos, huecos de puertas y ventanas, tendrá de grueso la septima parte de su ancho: y siendo de ladrillo las paredes, tendrán de grueso la octaua parte de su ancho: y siendo así, quedarán seguras

Fray Lorenzo de San Nicolás divide las bóvedas según su forma en las siguientes clases: La primera un cañón de bóveda, la segunda de media naranja, la tercera de capilla bayda, la cuarta de capilla esquifada, y la quinta de capilla por arista. Respecto al material de que están hechas dice *“De tres materias se hacen bóvedas, que es de yeso tabicado, y de rosca de ladrillo. De estas dos no haremos demostración, y de la tercera sí que es de canteria”*

De tres materias se hazen bobedas, que es de yeso tabicado, y de rosca de ladrillo. De estas dos no haremos demonstracion, y de la tercera si, que es de canteria. Si de fcas aprouechar, y experimentar este

Cuando describe la bóveda tabicada de cañón derecho, según él la más fácil de todas, precisa que se harán cerchas de tablas, *“por lo menos dos de ellas, para que a trechos la vayas tabicando, y un trecho cerrado, empezará otro, llevando trabadas las hiladas como si fuera sillería”*. La única distinción que hace Fray Lorenzo entre las tabicadas y las de rosca es que para estas últimas se requiere cimbras más fuertes.

una parte llana hará las cerchas de tablas, por lo menos de dos de ellas, para que a trechos la vayas tabicando, y un trecho cerrado, empezará otro, llevando trabadas las hiladas como si fuera sillería, ca-

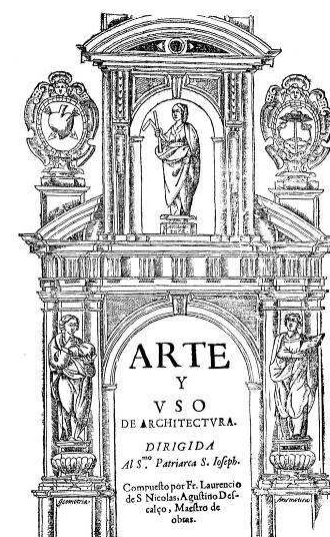


fig. 2.12. De SAN NICOLÁS, Fray Lorenzo

“Arte y Uso de Arquitectura”.
(1634).

Por las descripciones que ofrece Fray Lorenzo, no conoce la ejecución de bóvedas de cañón sin cimbra, ni siquiera las tabicadas, y mucho menos las de rosca de ladrillo. En Extremadura todavía se utiliza el término “*de rosca*” para referirse a una bóveda de ladrillo que no es tabicada, esto es de ladrillo macizo colocado en posición más o menos vertical y tomada con mortero de cal, asimilable a bóvedas construidas sin cimbras con aparejo a la bizantina. Y evidentemente se utiliza el término de “*tabicada*” para referirse a bóvedas de ladrillo (hueco o macizo), colocados en posición más o menos horizontal, y tomados con mortero de yeso.

Fray Lorenzo da otras recomendaciones sobre la bóveda de cañón tabicada: “*procurarás que todas tres bóvedas lleven la vuelta de medio punto, porque es la mas firme, y vistosa vuelta, y de menos peso*”. Aconseja la sección semicircular, y se sobreentiende que la bóveda está compuesta por tres hojas. Y continua diciendo que “*así como vayas tabicando, la iras doblando, y macizando las embecaduras hasta el primer tercio, y esto ha de ser en todas las bóvedas, echando sus lengüetas atrechos, que levanten el otro tercio, para que así reciban todo el empuje o peso de la bóveda*”.

afsiento,y nibel,procuraràs que todas tres bobedas lleuen la buelta de medio punto , porque es la mas firme, y vistosa buelta , y de menos peso , de que tratamos en el cap. 42. y auiedo de fer rebaxada,

parte a otra,y afsi como vayàs tabicando, la iràs doblando, y macizando las embecaduras hasta el primer tercio , y esto ha de fer en todas las bobedas , echando sus lenguetas a trechos , que leuanten el otro tercio,para que afsi reciban todo el empujo,ò peso de la bobeda. De las lunetas tratarèmos en fu lugar. Las cerchas haràs de fuer-

Uno de los mitos que circulan en este micromundo es que Fray Lorenzo fue el primer responsable de asignarle a las bóvedas tabicadas la originalidad de no generar empujes. Extremo absolutamente falso. En ningún momento dice que la bóveda tabicada no ejerza empujes, más al contrario entiende que el peso y el empuje son inseparables y ha de tratarse en todas las bóvedas de igual manera independientemente del material con que estén ejecutadas.

Explica Fray Lorenzo la bóveda tabicada encamonada, (que no es la bóveda encamonada de Vitruvio, pero es igualmente un elemento decorativo), sin ninguna función estructural, como los falsos techos actuales. Incluso se jacta de haber realizado una de “*40 pies de largo, 18 de ancho, y 3 pies de vuelta*”. No deja de ser curioso que dé tantos detalles de una ejecución propia de este tipo de bóvedas y no de ninguno sobre otros tipos que hubiere ejecutado. Es posible que de los que no da información no le parezca de suficiente interés, o bien que esta de 40 pies de larga le parezca tan singular que merezca su mención.

Es bobeda segura de poco peso,por ser tabicada de lencillo,y yo la tengo echa de quarenta pies de largo, diez y ocho de ancho, con folos tres pies de buelta. Si fuere encamonada, sentaràs los camones

Sobre la disposición y orden de hacer la bóveda de media naranja, dice que “*siendo tabicada no necesita de cimbra ninguna, y así en el centro del anillo, a nivel del asiento de la media naranja, fija un renglón con un muelle que ande alrededor, y el renglón así fijo ha de servir de punto, o cintrel para labrar la media naranja, teniendo al fin de punto una empalma del grueso del ladrillo para que en ella misma descansen cada ladrillo asentado, en el interior que otros asientan, y haciendo así en todas las hiladas, acabaras la media naranja con toda perfección*”.



fig. 2.13. De SAN NICOLÁS, Fray Lorenzo
“Segunda parte del Arte y Uso de Architectura”.
(1663).

Para el caso de cúpulas de media naranja prolongada, propone la ejecución con dos centros, lo que daría una sección ovoidal y nunca elíptica, para este caso propone cuatro centros, manifestando que este género de bóvedas se va introduciendo en España, como es el caso de la Encarnación de Alcalá de Henares.

en su lugar diximos.) Siendo tabicada no necesita de cimbra ninguna : y así, en el centro del anillo, a nivel del asiento de la media naranja, fixa vn reglon con vn muelle que ande al rededor, y el reglō así fixo ha de servir de punto, ò cintrel para labrar la media naranja, teniendo al fin de punto vna empalma del g-uesso del ladrillo, para que en ella misma descanse cada ladrillo asentado, en el interin que otro asienta, y haziendo así en todas las hiladas, acabarás la media naranja con toda perfeccion Si fuere prolongada, la labrarás con

La bóveda de “Capilla bayda” (baída) es realmente una semiesfera cortada por cuatro planos verticales, por lo que la ejecución es muy similar a la de media naranja, no obstante Fray Lorenzo aconseja que aún pudiéndose tabicar sin cimbra “mas por mejor tengo, que asientes quatro cerchones en diagonal, dando la vuelta de medio punto por el mismo diagonal, para que así obres con mas seguridad”, evidenciando una vez más su desconfianza (o desconocimiento) en trabajar sin cimbras.

el punto, ò reglon, de fuerte que venga a fer vna misma buelta. Puede se tabicar sin cimbras esta bobeda ; mas por mejor tengo, que asientes quatro cerchones en diagonal, dando la buelta de medio punto por el mismo diagonal, para que así obres con mas seguridad.

La construcción de la bóveda de arista es igualmente mediante cimbras por las diagonales, “sentadas las cimbras y monteadas las formas, se va tabicando de la forma a la cimbra, sirviendo ella de que la esquina de la bóveda vaya cargando encima, y sustentándola hasta que las unas con las otras se vienen a juntar y cerrar, y estando así quedan seguras. No necesita esta bóveda de lenguetas o estribos, por causa que tienen los empujes contra sus mismas diagonales mas necesita macizar las embocaduras hasta el primer tercio, y con esto tiene lo suficiente”. Esta descripción evidencia el conocimiento preciso de su ejecución y experiencia contrastada. El mismo reconoce que de este tipo las tiene hechas por sus propias manos.

de cantería se conocerá su demostracion. Sentadas las cimbras, y monteadas las formas, se va tabicando de la forma a la cimbra, sirviendo ella de que la esquina de la bobeda vaya cargando encima, y sustentandola hasta que las vnas con las otras se vienen a juntar, y cerrar, y estando así queda segura. No necesita esta bobeda de lenguetas, o estriuos, por causa que tienen los empujos contra sus mismos diagonales : mas necesita de macizar las embecaduras hasta el primer tercio, y con esto tiene lo suficiente. Puede ofrecerse, que la

Existe también una segunda parte del “Arte y Uso de Arquitectura” elaborado por Fray Lorenzo de San Nicolás e impreso en 1663 en el que abordará conceptos matemáticos de proporción y escala complementando las informaciones gráficas del primer tratado.



fig. 2.14. De TORRIXA, Juan

“Breve Tratado de todo Género de Bóvedas así Regulares como Irregulares, Ejecución de Obras y Medidas con Singularidad y Modo Moderno Observando los Preceptos Canteriles de los Maestros de Arquitectura”. Madrid (1661).

A este tratado de Fray Lorenzo se refieren extensamente los estudiosos de la bóveda tabicada (Santiago Huerta, Manuel Fortea, Vicente López, Esther Redondo,...) Sin embargo, no citan el curioso tratado de Juan de Torrixa, maestro arquitecto y aparejador de las obras reales que publica en el año 1661 su “Breve Tratado de todo Género de Bóvedas así Regulares como Irregulares, Ejecución de Obras y Medirlas con Singularidad y Modo Moderno Observando los Preceptos Canteriles de los Maestros de Architectura”.

Otro documento que generalmente aparece citado es el “Compendio de Arquitectura y Simetría de los Templos. Conforme a la Medida del Cuerpo Humano con Algunas Demostraciones de Geometría” obra fechada en 1681 y cuyo autor es Simón García.

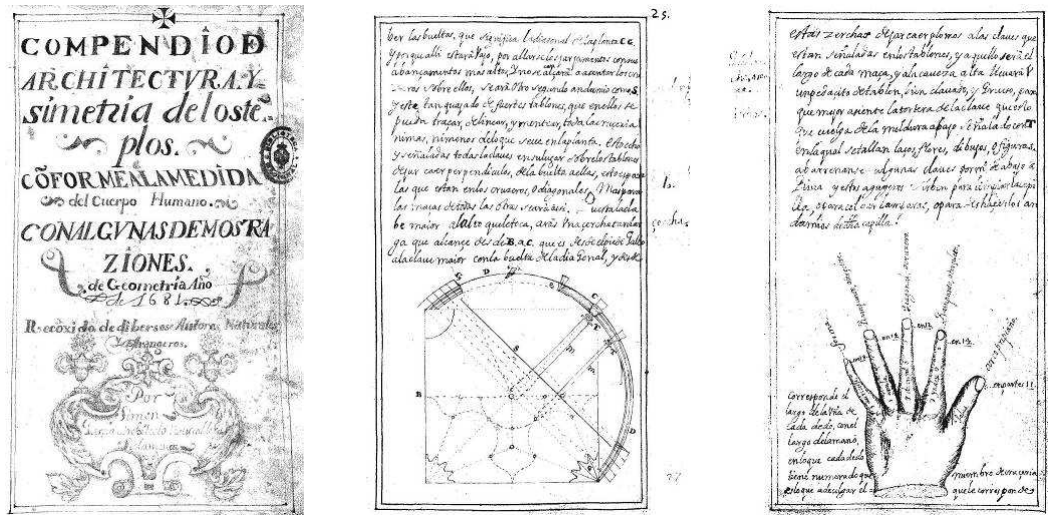


fig. 2.15.a | b | c. Portada y páginas interiores del libro de GARCÍA, Simón “Compendio de Arquitectura y Simetría de los Templos. Conforme a la Medida del Cuerpo Humano con Algunas Demostraciones de Geometría” (Salamanca, 1681).

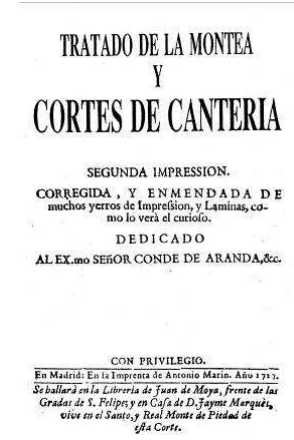


fig. 2.16. VICENTE TOSCA, Tomás

“Tratado de la Montea y Cortes de Cantería”. Quinto volumen de la obra “Compendio Mathematico”
Imprenta de Antonio Marin . Madrid (1727).

Puede fabricar el Arco de Albañilería ; ò de piedra: siendo de Albañilería , ò es tabicado , que solo sirve para falseado , y apariencia , ò de ladrillo de rosca ; si es tabicado se irán juntando , y viniendo los ladrillos por sus lados siguiendo la cimbra , ò cerchon ; y no ha menester mas habilidad. El de ladrillo de rosca , hecho con buen yeso es

Sobre el tamaño de los estribos necesarios, Tosca es menos explícito que Fray Lorenzo en general, y en concreto sobre las tabicadas, sólo indica que *“requiere más estribos el arco o bóveda de piedra que la de ladrillo de rosca y esta más que la de tabicado”*.

pueden ocurrir ; y parece requiere mas estribos el arco , ó bóveda de piedra que la de ladrillo de rosca ; y esta mas que la de tabicado.

De 1738 es la *“Escuela de Arquitectura Civil”* de Atanasio Genaro Brizguz y Bru que hace referencia a las bóvedas tabicadas a partir de una reproducción no citada de los conceptos de trazado expuestos en su momento por Fray Lorenzo.

ESCUELA DE ARQUITECTURA CIVIL,

EN QUE SE CONTIENEN
LOS ORDENES DE ARQUITECTURA,
la distribución de los Planos de Templos
y Casas, y el conocimiento de los
materiales.

SU AUTOR

ATANASIO GENARO BRIZGUZ Y BRU,
Arquitecto.



EN VALENCIA
EN LA OFICINA DE JOSEPH DE ORGA.
AÑO MDCCCLIV.
CON LAS LICENCIAS NECESARIAS.

Se hallará en casa de Mallén, junto á S. Martín.

98 ARQUITECTURA CIVIL.
no se puede dár regla general, porque los materiales como piedra, ladrillo, cal, yefo, &c. no son igualmente buenos en todos los Países; pero sin embargo dire lo que en ello suelen practicar los Arquitectos. Si la bóveda es de cantería, y las paredes no llevan estribos, se suele dár á éstas algo mas de la quarta parte de la anchura del Templo. Si la bóveda lleva estribos, se dará á las paredes la sexta parte, y á los estribos algo mas de la quarta parte de la anchura de la nave. Si la bóveda fuere de ladrillo de rosca, y no llevar estribos, se dará de grueso á las paredes la quarta parte de la latitud de la nave. Si llevar estribos, se dará á éstos la quarta parte, y á las paredes la septima de la anchura de la nave. Si las bóvedas fueren tabicadas, y con estribos, se dará á éstos algo menos de la quarta parte, y á las paredes la octava parte de la anchura de la nave.
Si la bóveda no llevar estribos, se dará á las paredes la quinta parte. Los estribos podrán tener de grueso las dos partes de la gordaria de las paredes. Si el Templo llevar Capillas, el fondo de los estribos será el mismo, que el de las Capillas; y su grueso, ó ancho le determinará el orden de Arquitectura, que corre por toda la nave; pero se ha de advertir, que los estribos se han de continuar lo que fuere menester sobre las Capillas. Si el Templo fuere de tres naves con Cimborio, y Cupula, se harán los estribos de los arcos thorales dos pies poco mas, ó menos mas gruesos, que los del cuerpo de la Iglesia; cuya gordaria siempre la determina el orden de la nave. Las paredes de los lados del Presbyterio, la del cabecera, y las de los brazos del crucero, tendrán la septima parte, si el Templo fuere de cantería; y si fuere de ladrillo bastará la octava parte de la anchura de la nave.
El lugar mas á propósito para la Sacristía es á un lado del Presbyterio; y al otro lado se puede hacer la Capilla de Comunión, si ésta no pudiere estar en los pies de la Iglesia. Sobre la Sacristía, ó Capilla de Comunión, quando están á los lados del Presbyterio, se podrá colocar el Organo. Las puertas así de ésta, como de aquella han de guardar uniformidad, y correspondencia entre sí; de que se sigue, que en el

fig. 2.17.a|b.

Portada y página del libro de GENARO BRIZGUZ Y BRU, Atanasio *“Escuela de Arquitectura Civil, en que se contienen los ordenes de Arquitectura, la distribución de los Planos de Templos y Casas, y el conocimiento de los materiales”* (Valencia, 1738), en donde se reproducen los conceptos de trazado de las bóvedas tabicadas escritos por Fray Lorenzo de San Nicolás.

Juan García Berruguilla edita en 1747 su *“Verdadera Práctica de las Resoluciones de Geometría”* en el que a lo largo de 6 volúmenes describe conceptos de aritmética, geometría y trazado de elementos pertenecientes a la arquitectura. De nuevo la única referencia a las bóvedas tabicadas es, como en el tratado anterior, una repetición (e igualmente sin cita) de las reglas de Fray Lorenzo. *“Cuando la bóveda hubiere de ser tabicada y doblada de ladrillo, se le dará a la pared la octava parte de su ancho y los estribos tendrán la cuarta parte de su ancho. Si no se pudiere echar estribos, se dará a la pared la quinta parte de su ancho”*

Quando la bobeda huviere de ser tabicada, y doblada de ladrillo, se le dará á la pared la octava parte de su ancho, y los estribos tendrán la quarta parte de su ancho.

Si no se pudiere echar estribos, se le dará á las paredes la quinta parte de su ancho.

Las paredes del frontispicio, y la del testero, y las de los laterales, que son quatro; si son de cantería, les daras la septima parte de su ancho; y siendo de ladrillo se le dará la octava parte de su ancho.

VERDADERA PRACTICA
DE LAS RESOLUCIONES
DE LA GEOMETRIA,
SOBRE LAS TRES DIMENSIONES
PARA UN PERFECTO
ARCHITECTO,
CON UNA TOTAL RESOLUCION
PARA MEDIR, Y DIVIDIR
LA PLANIMETRIA
PARA LOS AGRIMENSORES.
DEDICADO
A NUESTRA SEÑORA DE BELEN,
que se venera en la Parroquia de San Sebastian
de ésta Corte.
SU AUTOR
EL MAESTRO JUAN GARCIA BERRUGUILLA,
el Peregrino.
CON PRIVILEGIO.
En MADRID: En la Imprenta de Lorenzo Francisco Mojados,
Año de 1747.

fig. 2.18. GARCÍA BERRUGUILLA, Juan

“Verdadera Práctica de las Resoluciones de la Geometría.

Imprenta de Francisco Lorenzo Mojado
Madrid (1747).

f.º 132 - Lm.º 18

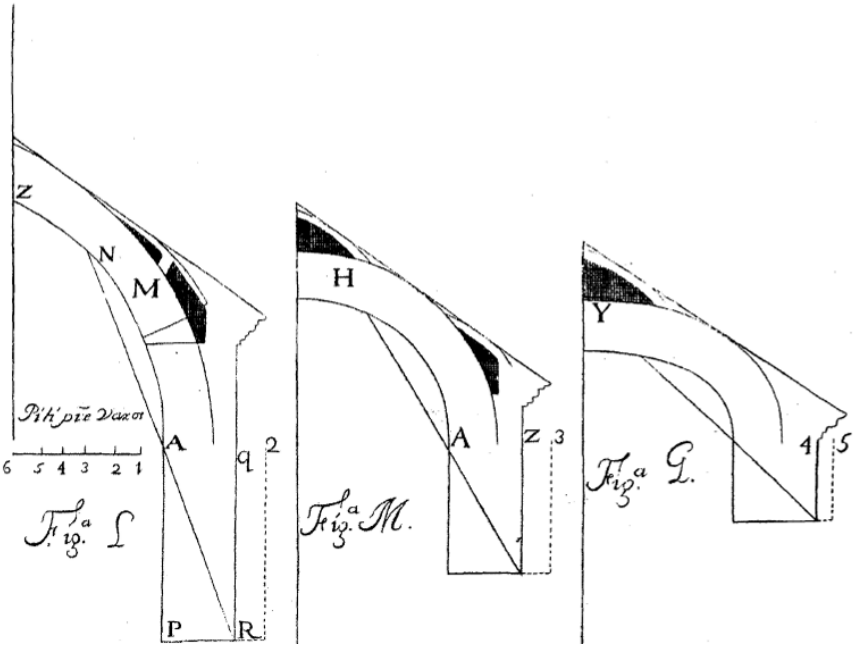


fig. 2.19. Página del libro de GARCIA BERRUGUILLA, Juan "Verdadera Práctica de las Resoluciones de la Geometría", (Madrid, 1747).

**EL ARQUITECTO
PRACTICO,**

CIVIL, MILITAR, Y AGRIMENSOR,
DIVIDIDO EN TRES LIBROS.

El I. contiene la Delineacion, Transforma-
cion, Medidas, particiones de Planos, y uso
de la Pantómetra.

El II. la práctica de hacer, y medir todo ge-
nero de Bobedas, y Edificios de Arquitectura.

El III. el uso de la Plancheta, y otros instru-
mentos simples, para medir por el ayre con
facilidad, y exactitud, y nivelar regadios para
fertilizar los Campos.

COMPUESTO
POR DON ANTONIO PLO Y CAMIN,

Profesor de estas Ciencias.

QUIEN LO DEDICA
AL M. IL.º SEÑOR

FR. DON ANTONIO MARIA
Bucareli, &c.

CON PRIVILEGIO.

EN MADRID: En la Imprenta de Pantaleon
Aznar. Año de 1767.

Antonio Plo y Camín elabora en 1767 “El Arquitecto Práctico, Civil, Militar y Agrimensor” compendio de tres libros en el que el Tomo 2 se dedica a “La Práctica de Hacer y Medir todo Género de Bóvedas y Edificios de Arquitectura”. Nuevamente volvemos a encontrar una sola referencia a las bóvedas tabicadas repitiendo las reglas de Fray Lorenzo, aunque, por fin, Plo y Camín sí le cita: “En bobedas, que han de ser tabicadas de ladrillo dicen que se les de a los estribos la cuarta parte de su diámetro, y a las paredes la octava (véase Fray Laurencio de San Nicolás en su primera parte de Arte y Uso de Arquitectura, cap 20, fol 52 y 53) (p. 455-456).”

En bóvedas, que han de ser tabicadas de ladrillo, dicen que se les dé á los estrivos la quarta parte de su diametro, y á las paredes la octava (Vease Fray Laurencio de San Nicolás en su primera parte de Arte, y Uso de Arquitectura, cap.20. fol. 52. y 53. donde supone sea la vuelta de medio punto). Digo, pues, que segun las unas

fig. 2.20. PLO y CAMIN, Antonio
“El Arquitecto Practico, Civil, Militar, y
Agrimensor, Dividido en Tres Libros”.
Publicado por Pantaleón Aznar. Madrid
(1767).

nuevos conceptos de empuje

“El problema que trata el Seños Don Joachin pertenece a un punto de los más delicados de la Architectura, qual es:

averiguar el equilibrio del empuje, y peso de los Arcos, y Bóvedas con sus muros, en cuya investigación se han fatigado los más célebres Mathematicos, y Architectos, y hasta ahora por ninguno se ha dado solución, viniendo a parar en que este asunto es otro arcano como el de la Quadratura del círculo: duplicación del cubo: dos medidas proporcionales: trisección del ángulo no recto, y otras proposiciones, que sin embargo de que muchos Ingenios se han lisongeados haverlas resuelto, y demostrado mathematicamente, han quedado con su buen deseo en el mismo estado que las dejó Archimedes 208 años antes de la Venida de Christo.

RODRIGUEZ, Ventura

“Censura”. Prólogo a la versión española del Tratado del Conde d’Espie.
Madrid (1776)

Hasta este momento las únicas consideraciones de análisis específicas de la bóveda tabicada frente a cualquier otra, resultaba en que el empuje frente a las de rosca de ladrillo o de piedra, resultaban menor, debido a la sustancial reducción de peso. Seguían haciendo falta estribos, aunque estos fueran menores, y el resto de consideraciones de diseño, muros,... resultaban idénticas.

las ideas francesas

Simultáneamente al desarrollo que este sistema constructivo había tenido en la península, también se estaba empleando en el sur de Francia. Un hecho singular aconteció hacia 1700, a raíz de la construcción de una serie de bóvedas tabicadas en el nuevo castillo del Duque de Belle Isle. La construcción de estas bóvedas tan ligeras causó gran sensación en aquel momento y llegaron a ser expuestas y discutidas en la “Academie Royale de Architecture” a partir de un estudio de M. Tavenot. Esta exposición llamó la atención de dos personajes que sin duda tendrían una importancia crucial en el desarrollo de los conceptos analíticos de las bóvedas tabicadas. Por un lado el Conde d’Espie que tras una serie de viajes y observaciones sobre edificios que contenían estas obras se decidió a experimentar con el sistema, para el que además encontró los beneficios añadidos de su invulnerabilidad al fuego. Con todas estas experiencias publica en 1754 su “Maniere de Rendre Toutes Sortes d’edifices Incombustibles, ou Traite sur la Construction des Voutes, Faites Avec des Briques et du Platre, dites Voutes Plates, et d’un Toit de Brique, sans Charpente, Appelle Comble Briquete”

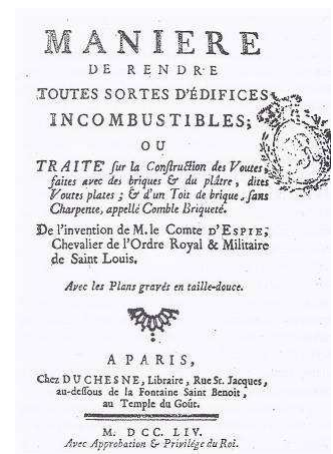


fig. 2.21. Conde Félix Françoise d'ESPIE

“Maniere de Rendre Toutes Sortes d’edifices Incombustibles, ou Traite sur la Construction des Voutes, Faites Avec des Briques et du Platre, dites Voutes Plates, et d’un Toit de Brique, sans Charpente, Appelle Comble Briquete”.

Publicado en París (1754).

Advierte que las reglas que corresponden a las bóvedas de fábrica no corresponden con el mecanismo de trabajo de las bóvedas tabicadas, indicando que “*el no es de los que creen que estas bóvedas empujan contra los muros*”. Sus experiencias son realmente extensas, realizando pruebas de carga, cortando por completo la bóveda dejando la simplemente apoyada en sus cuatro esquinas, realizando agujeros en bóvedas ya construidas. Es el primero en convencerse del monolitismo de estos sistemas y la consiguiente ausencia de empuje.

El segundo personaje que adquiere interés es Jacques François Blondel quien tras asistir a la exposición de Tavenot, queda impresionado por un sistema que él desconocía, y que asume solo utilizado en una región muy concreta de Francia. Junto con Pier Patté crea su tratado de arquitectura en el que dedica un capítulo entero, el N°II de su Volumen VI a las bóvedas tabicadas. El capítulo tiene una breve introducción y está estructurado en seis artículos, describiendo diversos ejemplos de construcción tabicada en Francia, entre ellas las construidas por Espie en Toulouse. El último artículo “*Reflexiones sobre las bóvedas tabicadas, y la manera de construirlas con éxito*” es un resumen del resto, finalizando con diez recomendaciones sobre la correcta ejecución de las mismas.

Sobre el empuje que producen estas bóvedas, aparecen numerosas contradicciones en el texto. Así, aunque afirma que “*imitan a los forjados ordinarios sin exigir muros más gruesos*”, detalla luego como colocar tirantes sobre las bóvedas para atar los muros “*se coloca sobre la mitad de su extradós un tirante de hierro plano, para contener la apertura de sus muros de fachada*” y describe con detalle los refuerzos metálicos que deben colocarse rodeando los huecos que se abren en los muros para las chimeneas.

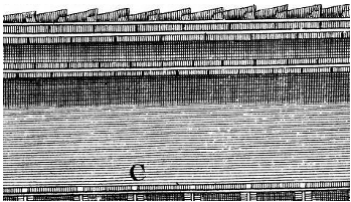


fig. 2.23. Lámina del Tratado “*Maniere de Rendre Toutes Sortes d’edifices Incombustibles*” en la que se puede apreciar la disposición de soluciones superpuestas de bóvedas tabicadas de doble rosca, con las juntas alternas.

Conde Félix Françoise d’ESPIE

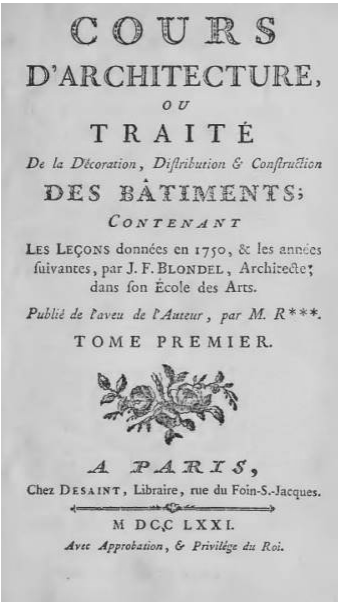
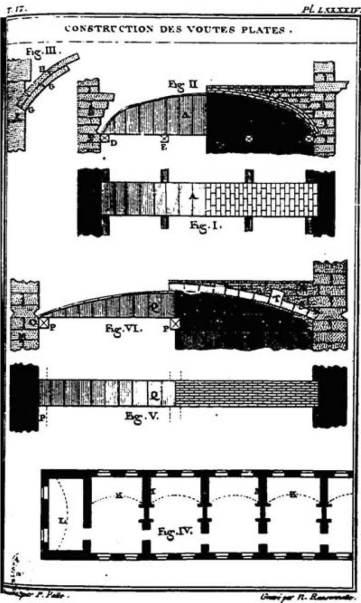


fig. 2.22.a | b Portada del libro de FRANÇOIS BLONDEL, Jacques “*Cours D’Architecture ou Traite de la Decoration, Distribution et Constructions des Batiments*” impreso en París entre los años 1771 y 1777 y que cuenta con nueve volúmenes, siendo los dos últimos editados bajo la supervisión de uno de sus discípulos, Pierre Patte. La lámina de la derecha corresponde con la descripción de las bóvedas tabicadas tradicionales del Rosellón (figuras I, II y III) y las construidas en el Ministerio de la Guerra (figuras IV, V y VI). Estas figuras fueron reproducidas posteriormente por Rondelet (1802) y por Bails (1796).



Para Blondel, la clave para que las bóvedas no empujen no está en su esmerada ejecución (como sí opina d’Espie) sino en prevenir el efecto de la “hinchazón del yeso” sobre los muros laterales, “en vano pretende Espie que estas bóvedas no empujan, siempre lo harán por un tiempo, sino de la parte de los ladrillos, de la parte del yeso”. Blondel recomienda dejar una separación entre muro y bóveda en los arranques, que sólo se rellenaría después de haber fraguado el yeso con su consecuente aumento de volumen “de esta manera la bóveda PQ funcionaría exactamente igual que una tapa de puchero, y el empuje contra los muros T no sería mayor que el de un forjado ordinario”. Continúa con el símil de la “tapa de puchero” que se repite como una cantinela en casi todos los textos posteriores.

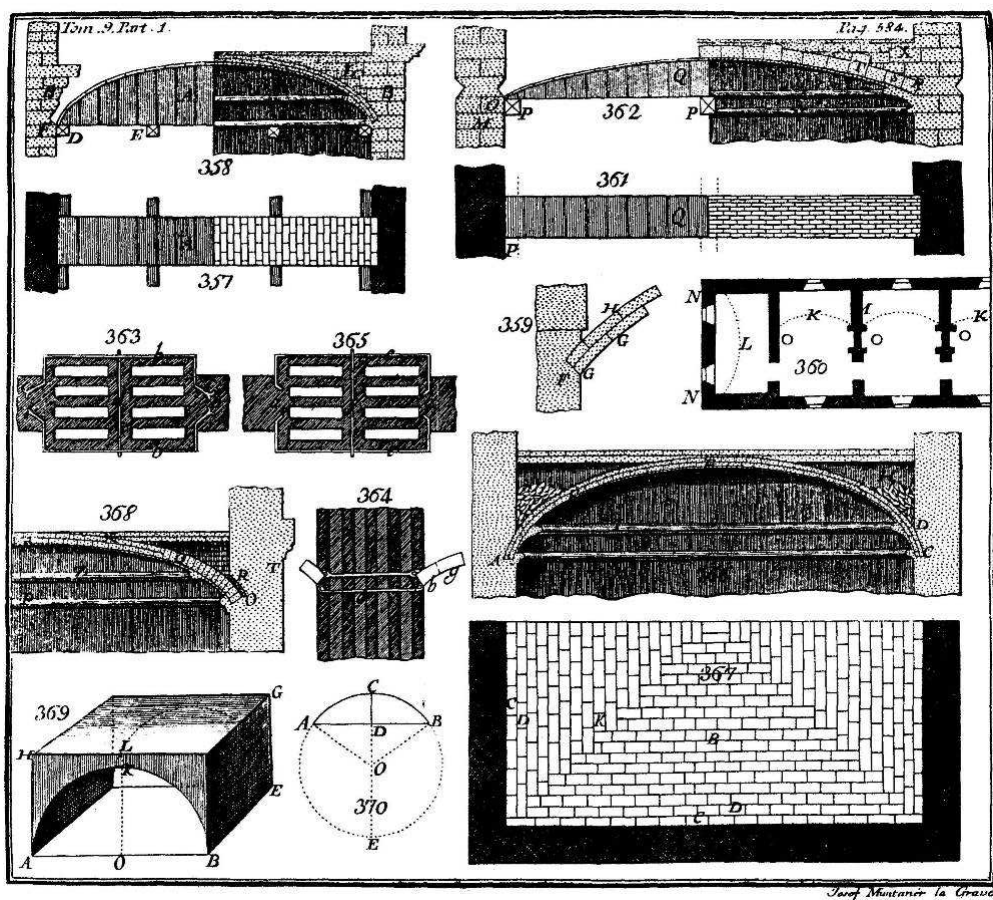
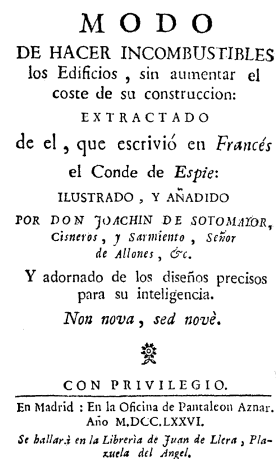


fig. 2.24 Lámina original del Tratado de Blonde ("Cours de Architecture"), reproducidas por Benito Bails en su "Elementos de Matemática" (sin cita expresa a la fuente original).

Sobre los procesos de ejecución de las bóvedas, el "Cours D'Architecture ou Traite de la Decoration, Distribution et Constructions des Batiments" es exhaustivo, con descripciones muy detalladas, pensadas para albañiles no familiarizados con este tipo de construcción. El capítulo fue integrado, aunque con menos detalle, en el famoso "L'Art de Batir" de Rondelet (1802), popularizando aún más los conceptos que en él se tratan.



INTRODUCCION.

I. LA inclinacion à la buena Architectura es casi tan antigua en Mí, como el uso de la razon ; y de

CAPITULO PRIMERO.

De las Bobedas llanas , y del modo de construir las.

N. 1. Lllamanse *Bobedas llanas* las de que aqui se trata , no solo porque se hacen tan rebajadas, que casi se equivocan con los cielos-rasos , sino tambien porque en la mayor parte de su extension se colocan de plano los ladrillos , de que se construyen ; en vez de que en las Bobedas ordinarias se ponen siempre de canto. Lllamanse tambien *Bobedas tabicadas*, porque es su estructura la misma de los tabiques de ladrillo.

2. Los materiales precisos para hacer estas Bobedas son el ladrillo, y el hieso. [Pero al segundo se podrá substituir la cal , y con gran ventaja , así por ser mas general su abundancia que la del hieso , y menor , por consiguiente , su precio, como porque aumentará la solidez de la Obra , si es cierto lo que de

la llegada a España

Durante los siglos XVIII y XIX, la cultura francesa tuvo mucha influencia en el resto de países europeos, y en consecuencia, también su arquitectura y los tratados sobre ella. El texto escrito por Blondel sobre las bóvedas tabicadas y más tarde reproducido por Rondelet, se convierte en la referencia que citan numerosos tratados españoles en los años siguientes.

Don Joaquín de Sotomayor, Cisneros y Sarmiento, Señor de Allones, escribió en 1776 un libro titulado “*Modo de hacer incombustibles los edificios, sin aumentar el costo de su construcción*”, que es una traducción del libro del Conde d’Espie con algunos añadidos propios. Al igual que éste, Joaquín de Sotomayor no era arquitecto ni constructor, si no una persona interesada en la arquitectura y que como él mismo indica en la introducción del libro “*La inclinación a la buena Architectura es casi tan antigua en Mí, como el uso de la razón*”.

Sotomayor o d’Espie, definen la bóveda tabicada como “*bobedas llanas las de que aqui se trata, no solo por que se hacen tan rebajadas, que casi se equivocan con los cielosrasos, sino también porque en la mayor parte de su extension se colocan de plano los ladrillos, ..., porque es su estructura la misma de los tabiques de ladrillo*”, siendo “*los materiales precisos para hacer estas Bobedas son el ladrillo y el hieso. [Pero al segundo se podrá substituir la cal, y con gran ventaja, así por ser mas general su abundancia que la del hieso, y menor, por consiguiente, su precio, como porque aumentará la solidez de la Obra, ...]*”.

Esta definición encierra una gran contradicción al considerar que el uso del yeso y el de la cal pueden ser alternativos, ya que en las bóvedas tabicadas al menos la primera hoja siempre es de yeso, por lo que nunca irá tomada toda ella con mortero de cal. El paréntesis es una aportación exclusiva de Sotomayor, de acuerdo con la declaración efectuada en la introducción. Podemos por tanto atribuir la definición a Espie y la contradicción del uso de la cal a Sotomayor. Según Espie el perfil apropiado es el elíptico, pudiéndose “*reducir su altura a la octava parte de su diámetro*”, debido a su poco peso y a que “*adquieren toda su solidez, y consistencia en un corto numero de minutos, no necesitan mas Cimbras que las precisas para dirigir al Artifice en la formación de su concavidad*”.

9. Como estas Bobedas tienen poquisimo peso , y adquieren toda su solidez , y consistencia en un corto numero de minutos , no necesitan mas Cimbras que las precisas para dirigir al Artifice en la formacion de su concavidad , y por con-

nes , que lo mas que pueden rebajarse estas *Bobedas* , sin perjuicio , ni riesgo de su solidez , es hasta reducir su altura à la octava parte de su diámetro ; de modo , que en una pie-

En el punto 19 d’Espie habla del relleno de los senos, las lengüetas o estribos y del refuerzo de los cuatro ángulos de la bóveda, siendo Sotomayor el que introduce, en este mismo punto y entre corchetes (lo que no levanta ninguna duda de su autoría), la cuestión de la expansividad del yeso. Las bóvedas pueden levantarse por imprudencias de los operarios al subirse a ellas sin completar mínimamente el relleno de los senos, pero no por la expansión del yeso.

fig. 2.25.a | b. Portada y fragmentos de la obra de Joaquin de Sotomayor “Modo de hacer incombustibles los edificios, sin aumentar el costo de su construcción”.

Publicado en Madrid (1776).

19. El poco espacio que queda entre la pared, y la buelta de la Bobeda hasta igualar la altura de las dos primeras carreras de ladrillos, ò poco mas, se llena, y guarnece con hieso, y trozos pequeños de los ladrillos partidos: y de alli arriba se asegura la buelta de la Bobeda con unos pequeños estrivos distantes unos de otros seis ò siete palmos; y sobre todo es menester gran cuidado en fortificar por este medio los quatro angulos de las *Bobedas llanas*; que es lo mas esencial de ellas, quando son tan rebajadas, como el cielo de un Coche à la *Española*. [Para proceder con conocimiento, y con

acierto en dichas operaciones; debe el Artifice conocer, y no echar en olvido las calidades de los materiales, que emplee; y en particular las del hieso, en que hay tanta variedad; pero sobre todo la, que este tiene de crecer, al tiempo de fermentar: pues esta propiedad puede producir efectos no esperados, y funestos à la firmeza de la Obra, que sin razon desacreditarán este sistema en el dictamen de aquellos, que no lo examinen con imparcialidad, y cuidado científico.]

En el “Capítulo Segundo: Comparacion de la Bobedas llanas con las bobedas ordinarias” recoge lo expuesto por Espie sobre la falta de empujes de las bóvedas llanas si se ejecutan correctamente, “Lo que ni en dichos casos ni en otro alguno se han visto es que las bóvedas llanas hayan derribado ni maltratado las paredes, que es lo que basta para probar que no tienen empuje, como las demás.” y Sotomayor (que no Espie) añade el símil de la tapadera “

[Para mejor inteligencia, quiero poner un símil. Figúrese una bóveda de hierro, bronce u otro cualquiera metal vaciada y hecha de una pieza, como una campana; y digan... si semejante bóveda tendria empuje alguno ni necesitaría, para mantenerse, unas paredes más fuertes que las que ha menester un piso regular de madera que la iguale en peso]”.

42. Lo, que ni en dichos casos, ni en otro alguno se ha visto, es, que las *Bobedas llanas* hayan derribado, ni maltratado las paredes; que es lo que basta para probar que no tienen empuje, como las demás. Los expe-

quiera metal vaciada, y hecha de una pieza, como una campana; y digan los Profesores mas preocupados, si semejante Bobeda (aunque fuese tan rebajada como el cielo de un Coche à la *Española*) tendria empuje alguno, ni necesitaría, para mantenerse, unas paredes mas fuertes, que las que há menester un piso regular de madera, que la iguale en el peso. La respuesta, que dieren à

43. [Para mejor inteligencia, quiero poner un símil. Figurese una Bobeda de hierro, bronce, ò otro qual-

d’Espie, aún siendo defensor de la ligereza de las bóvedas tabicadas, está próximo a la línea argumental de Fray Lorenzo, la idea clásica de que los empujes son proporcional al peso de la bóveda. Es Joaquín de Sotomayor el que introduce dos mitos falsos sobre las bóvedas tabicadas: El primero es la ausencia de empujes, y el segundo las supuestas consecuencias nefastas de la expansividad del yeso. Al no ser Sotomayor un experto, el Secretario de Cámara del Consejo requirió de los servicios de Ventura Rodríguez, arquitecto y constructor experimentado, para enjuiciar el escrito de Sotomayor. Ventura Rodríguez no está en absoluto de acuerdo con la falta de empujes de las bóvedas tabicadas que proclaman los textos franceses y que traduce Sotomayor, y advierte de las consecuencias nefastas que puede tener seguir las ideas que se apuntan en el libro.

“Funda el Autor con el Conde de Espie su sistema en suponer, o creer que las Bobedas tabicadas de ladrillo y hieso, de tal calidad, que esos dos materiales entre sí constituyan una solidísima unión infrangible, y tan constante como si fuese una cubierta, o tapadera, fundida de una sola pieza de algún metal esento de elasticidad; que estas dos calidades se requieren,



fig. 2.26. En esta fotografía se pueden apreciar los agrietamientos y patologías que resultan en una bóveda tabicada.

Catedral de Málaga.

y aún no bastan, a la firmeza, para que la Bobeda no cause empuje, y se puede mantener en paredes como las que ordinariamente se construyen en los Edificios comunes.

Pero esta suposición, o creencia, es lisongera, no obstante las experiencias que cita, y no se verifica efectiva, como acreditan los evidentes egemplos que tenemos en casi todos los Templos de Madrid, cuyas Bobedas son tavicadas de ladrillo y hieso, de curvatura mas elevada, y con paredes mas gruesas, amparadas de estrivos, que a favor de la firmeza son grandes ventajas, a proporcion de lo que propone el Autor de este Discurso; y las vemos quebrantadas por muchas partes, y con desplomo las paredes, ocasionado del empuje no obstante el atirantado de las armaduras del cubierto.

Funda el Autor con el Conde de Espie su sistema en suponer, ò creer las Bobedas tavicadas de ladrillo y hieso, de tal calidad, que estos dos materiales entre sí constituyan una solidísima union infrangible, y tan constante como si fuese una cubierta, ò tapadera, fundida de una sola pieza de algun metal esento de elasticidad; que estas dos calidades se requieren, y aun no bastan, à la firmeza, para que la Bobeda no cause empuje, y se pueda mantener en paredes como las que ordinariamente se construyen en los Edificios comunes.

Pero esta suposición, ò creencia, es lisongera, no obstante las

experiencias que cita, y no se verifica efectiva, como acreditan los evidentes egemplos que tenemos en casi todos los Templos de Madrid, cuyas Bobedas son tavicadas de ladrillo y hieso, de curvatura mas elevada, y con paredes mas gruesas, amparadas de estrivos, que à favor de la firmeza son grandes ventajas, à proporcion de lo que propone el Autor de este Discurso; y las vemos quebrantadas por muchas partes, y con desplomo las paredes, ocasionado del empuje no obstante el atirantado de las armaduras del cubierto.

En 1787, Joseph Ortiz y Sanz traduce al castellano “Los Diez Libros de Arquitectura” de Vitrubio, añadiendo numerosas notas a pie de página. Este tratado fue ampliamente utilizado durante los siglos XVIII y XIX en España. Encontramos una única referencia a las bóvedas tabicadas en una de las notas escritas por Ortiz y Sanz dentro del capítulo referido a los jaharrados de yeso.

“El Conde d’Espie en su libro... parece se hace inventor de los tendidos en texados y cubiertos sin armaduras de madera, y solo con ladrillo y yeso... Aunque para Francia pareciesen nuevas estas bóvedas y cubiertos, no lo eran para España. En el Reyno de Valencia son antiquísimas, y se hallan en varias Iglesias de 300 años de antigüedad... Esto es ignorar lo que se tiene dentro de casa, y gobernarse por la jactancia de algunos escritores franceses que nos quieren vender por inventos propios cosas antiquísimas que acaso vieron en nuestros países”.

cha fortaleza. El Conde d’ Espie en su libro intitulado : *Maniere de rendre toutes sortes d’ edifices incombustibles*, impresso en Paris año de 1754, parece se hace inventor de los tendidos en texados y cubiertos sin armaduras de madera, y solo con ladrillo y yeso : como igualmente propagador en Francia de las bovedas tabicadas, construidas con ladrillos puestos de plano unidos con yeso. Aunque para Francia pareciesen nuevas estas bovedas y cubiertos, no lo eran para España. En el Reyno de Valencia son antiquísimas, y se hallan en varias Iglesias de 300 años de antigüedad. En casas par-

Esto es ignorar lo que se tiene dentro de casa, y gobernarse por la jactancia de algunos escritores Franceses, que nos quieren vender por inventos propios cosas antiquísimas que acaso vieron en nuestros países. Pero

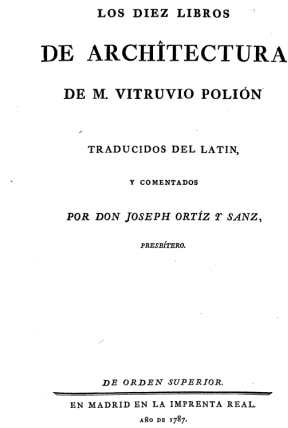


fig. 2.27. ORTIZ Y SANZ, Joseph
“Los Diez Libros de Architectura de M. Vitruvio Polión”.
Imprenta Real. Madrid (1787).

Benito Bails fue miembro de la Real Academia de Bellas Artes de San Fernando desempeñando en ella una actividad principalmente como matemático, aunque también como profesor y como traductor por su buen conocimiento del francés. Entre 1779 y 1787 publica los diez volúmenes de su obra *“Elementos de Matemática”*. Dentro de ellos, la Parte I del Volumen IX, se dedica a la Arquitectura Civil, texto muy influenciado por los tratados franceses de arquitectura e ingeniería dada su formación y sus fuentes como traductor.

Dedica un apartado extenso a las bóvedas tabicadas. Reproduce en él opiniones y figuras de otros autores como J.F. Blondel, Frézier, Palladio, Milicia o Patte, por lo que acaba incurriendo en contradicciones. Al inicio del capítulo, después de afirmar que es un tipo muy habitual en España *«Esta casta de fábrica es muy antigua en España... Hay pruebas evidentes en Fr. Lorenzo de que no hay bóveda ninguna, sea de la especie que fuese, que no labrasen de tabique nuestros maestros»*, reproduce íntegramente (entrecomillados) los textos de Fray Lorenzo sobre como ejecutar distintos tipos de bóvedas, pero no lo relativo a las proporciones que deben tener paredes y estribos para sostenerlas.

Esta casta de fábrica es muy antigua en España, y muy usada en la Corona de Aragon, de donde pasó á Francia, en Andalucía, Murcia, &c. y en esta Corte se usó muchísimo en tiempos pasados. Hay pruebas evidentes en Fr. Lorenzo de que no hay bóveda ninguna, sea de la especie que fuese, que no labrasen de tabique nuestros maestros, y es verisimil que así lo practicasen los Arquitectos.

A continuación se extraña de que en el momento en que él escribe no sea ya tan frecuente este tipo de construcción *“En vista de autoridad de tanto peso en estas materias he extrañado mucho la oposición que en algunos facultativos he notado hacia estas bóvedas”* y sin más empieza a reproducir los mismos ejemplos que Blondel en su tratado, esta vez sin citar la fuente. Las figuras 358 a 368 son también reproducidas del *Cours...* de Blondel. Termina el apartado con unas Consideraciones acerca de las bóvedas tabicadas, que reproducen de nuevo las ideas de Blondel, concretamente su Artículo VI. Encontramos de nuevo el símil de la *“cobertera de puchero”*, las recomendaciones para prevenir la hinchazón del yeso y el *“decálogo de la buena construcción tabicada”* con que finaliza también Blondel.

era menester algunos prácticos. De quanto se ha escrito y observado hasta aquí sobre esta materia se colige que para la subsistencia de estas bóvedas, conviene

1º. No labrarlas jamas en sitio descubierto, sino después de cubierto el edificio, y de haber hecho todo su asiento las paredes.

2º. Asegurarse primero de la bondad del yeso y del ladrillo, procurando que estos estén bien cocidos, y tengan 21 linea por lo menos de grueso, con el fin de que al asentarlos de plano tengan algun tanto de inclinacion.

3º. Hacer una ceja ó zarpa de 5 pulgadas 3 lineas al rededor de las paredes, quando la bóveda haya de ser esquilada, ó solo á lo largo de las paredes en que hubiere de estribar.

4º. Hacer siempre cimbras sólidas, y dexar que sobre ellas descansen algun tiempo las bóvedas después de labradas.

5º. No hacerlas extremadamente rebaxadas, y dallas de monte quando mas la octava parte del ancho de la pieza, porque así queda mas firme la obra, bien que se pueden hacer, y se han hecho con efecto algunas mas rebaxadas.

6º. Asegurarse contra los efectos de la hinchazon del yeso que obra hasta cierto tiempo no mas, y dexar un hueco

en quadro en el sitio de la clave en las bóvedas esquiladas, para cerrarle después que hubiere hecho toda su fuerza el yeso; y una holgura de 21 linea fuera del arranque de las bóvedas en la ceja, esto es, detrás de la primer carrera de ladrillos, lo que se consigue fácilmente adelantando el arranque.

7º. Hacer, para mayor resguardo, las lengüetas en forma de arcos botaretes, que vayan á morir insensiblemente al espinazo de la bóveda.

8º. Llenar los huecos encima de las lengüetas y los demas de las embecaduras de la bóveda de grava trabada con granzas mezcladas con tierra, sin descuidarse en dexar al rededor una holgura mas allá de la tortada de yeso sobre la qual se ha de asentar el suelo holladero, á fin de que no obre en las paredes, y esto pide tambien mucho cuidado.

9º. Asentar en el espinazo de su trasdos, quando la bóveda tuviere de ancho mas de 19 ó 21 pies, llantas de hierro en aspa, que hagan oficios de tirantes, en la direccion de las diagonales de la planta, con lo que quedará mas fortificada.

10º. Dar después de quitadas las cimbras, un jaharro de 8 ó 9 lineas de grueso en lo interior de la bóveda, y echar una cornisa Z, en su arranque, borrando los ángulos entrantes de la boquilla ó cielo de la bóveda.

ELEMENTOS DE MATEMÁTICA.

POR D. BENITO BAILS,
*Director de Matemáticas de la Real Academia de S. Fernando,
Individuo de las Reales Academias Española, de la Historia,
y de las Ciencias naturales, y Artes de Barcelona.*

TOM. IX. PARTE I.
QUE TRATA
DE LA ARQUITECTURA CIVIL.

SEGUNDA EDICION
CORREGIDA POR EL AUTOR.



MADRID.
En la Imprenta de la Viuda de D. Joaquín Ibarra.
M.DCC.XC.VI.

fig. 2.28.

BAILS, Benito

*“Elementos de Matemática. Tomo IX.
Parte I que trata de la Arquitectura Civil”*

Publicado por la Viuda de D.
Joaquín Ibarra. Madrid (1786).

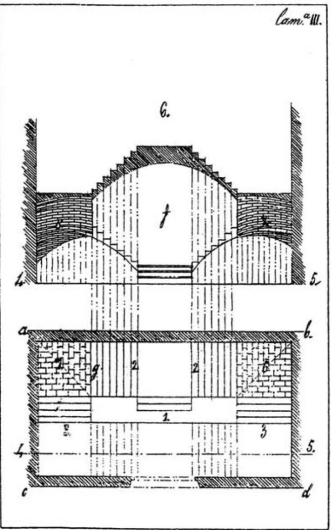
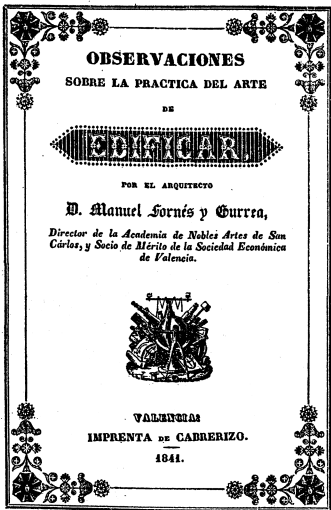


fig. 2.29. a | b. FORNÉS Y GURREA, Manuel

"Observaciones sobre la Práctica del Arte de Edificar".

Impreso por Cabrerizo. Valencia (1841).

Lámina III. En ella se describen diferentes formas de ejecutar una bóveda tabicada de escalera de varios tramos. En la parte izquierda de la figura se explica el procedimiento de mezcla por igual, y en la parte derecha el procedimiento por arista.

Resultan inconsistentes las pautas de ejecución que indica siendo algunas de ellas incluso incongruentes entre sí. En el punto 1º indica la necesidad de ejecutar estas soluciones "*después de cubierto el edificio*", cuestión que resulta completamente innecesaria y carente de razonamiento. Si una de las bondades de la bóveda tabicada resulta su construcción "al aire", no será necesario "*hacer siempre cimbras sólidas y dejar que sobre ellas descansen...*", tal y como plantea en el punto 4º. No resulta posible "*dexar un hueco en quadro ... para cerrarle después que hubiere hecho toda su fuerza el yeso*", salvo, claro está, que la bóveda esté cimbrada. Pero si hablamos de empujes, lo realmente sorprendente es que después de asumir la ausencia de éstos en el caso de bóvedas tabicadas, indique en el punto 9º la idoneidad de disponer tirantes de "*hierro en aspa*".

Estos textos no pertenecen ni a Blondel ni a Frázier, ni a ninguno de los autores referidos anteriormente. Tampoco tienen ninguna conexión con el resto de los textos que tratan de bóvedas, y es de suponer que no son textos propios de Bails. Se desconoce la fuente de estas enseñanzas que se pretenden didácticas. Tampoco son de Fray Lorenzo, cuyo texto transcribe entrecomillado. Todo lo referente a bóvedas tabicadas más bien parecen inspirados en Joaquín de Sotomayor, introductor en España del Conde de Espié, tanto por las fechas como por el paralelismo de ideas, como por la coincidencia literal de algunos párrafos.

En el siglo XIX ya son muy numerosas las publicaciones sobre arquitectura y construcción. Relativo a las bóvedas tabicadas, el texto más interesante es el de Manuel Fornés Gurrea, arquitecto valenciano y académico de la Real Academia de San Carlos, que publicó dos libros de arquitectura (Fornés y Gurrea 1841, 1846). El primero de ellos resulta el de mayor interés, y dividido en tres "*Tratados*", dedica el primero a la descripción de la forma de construir arcos, bóvedas y cúpulas. Al igual que Fray Lorenzo, Fornés y Gurrea dice ser un constructor experimentado "*como se puede ver en muchos que tengo contruidos*".

le añade un bordon tirado de yeso, sirve de pasamano muy cómodo, cómo se puede ver en muchos que tengo contruidos (5).

No hay un apartado específico sobre bóvedas tabicadas, ya que trata de ellas a lo largo de todo el texto como la opción "*por defecto*", dejando ver la frecuencia con que este sistema se usaba en la zona del levante español, donde, debido a la falta de madera, la construcción con ladrillo era muy usual. Al igual que en Fray Lorenzo para Fornés y Gurrea todos los tipos de bóvedas pueden ser tabicadas (las escaleras, las bóvedas de los claustros, las bóvedas de cañón, las cúpulas, etc.).

Hay una descripción detallada de cómo construir bóvedas para escalera "*Las bóvedas tabicadas sencillas o dobles, que continuamente se construyen en las escaleras de edificios particulares*". Explica dos procedimientos posibles: por arista y por igual. Las primeras dejan una arista marcada en el encuentro y son por ello menos sólidas según el autor. Las segundas "*se llaman de mezcla por igual, porque en la curva de la superficie del cuadrado no se hallan encuentras, sino una misma combinación de entrambas*".

Las bóvedas tabicadas, sencillas ó dobles, que continuamente se construyen en las escaleras de edificios particulares, penden de las mismas reglas que

en *h*. Estas bóvedas se llaman de mezcla por igual, porque en la curva de la superficie del cuadrado no se hallan encuentros, sino una misma combinación de entrambas. El otro método de union de bóve-

También son interesantes los procedimientos prácticos que describe para trazar “*in situ*” la monte de la bóveda de escalera. “*Tírese la diagonal a.b. de un extremo á otro, donde se ha de apoyar la bóveda. Se tomará un cordel flexible ó cadenilla de hierro, ó cosa que tenga peso: se fijará en los dos extremos a.b., dejándola colgar hasta el punto que se le quiera dar de monte, y el mismo cordel ó cadenilla demarcará la perfecta curva que se ha de dar á la bóveda; la que se transmitirá á la tabla que ha de servir de cimbra*”.

mismo efecto, es el que establece la figura 3, lámina I. Tírese la diagonal a. b. de un extremo á otro, donde se ha de apoyar la bóveda. Se tomará un cordel flexible ó cadenilla de hierro, ó cosa que tenga peso: se fijará en los dos extremos a. b., dejándola colgar hasta el punto que se le quiera dar de monte, y el mismo cordel ó cadenilla demarcará la perfecta curva que se ha de dar á la bóveda; la que se transmitirá á la tabla que ha de servir de cimbra, si se tiene prevenida, y se coloca sobre la

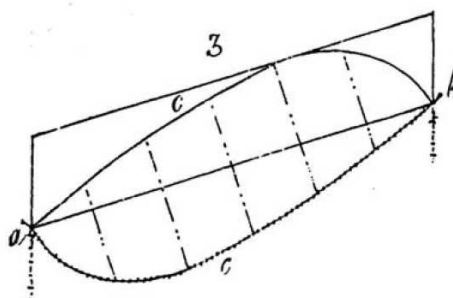


fig. 2.30. Figura 3, Lámina I de “Observaciones sobre la Práctica del Arte de Edificar” (Fornés y Gurrea) que representa la manera de trazar la monte correcta de una bóveda de escalera, con ayuda de una cadena funicular.

Continúa Fornés explicando cómo construir otros tipos de bóvedas. En todos los casos las describe de ladrillo, y con mucha frecuencia tabicadas, reservando las de rosca para los sitios más comprometidos (arcos torales, pechinas) y aún en estos casos nombra a las tabicadas como encofrado perdido bajo ellas ahorrando así madera en cimbras. “*Por lo mismo manifestaré cómo debe procederse en semejantes casos, para que sin riesgo alguno, y supuesta la falta de madera, se puedan construir los arcos... De modo que el tabique sirve para sostener el medio ladrillo, y este su totalidad sin riesgo alguno, y sin necesidad de grandes y costosas cimbras*”.

segun me ha acontecido. Por lo mismo manifestaré cómo debe procederse en semejantes casos, para que sin riesgo alguno, y supuesta la falta de madera, se puedan construir los arcos. Una quinta parte de su

gun se manifiesta en la figura 8, lámina V. De modo que el tabique sirve para sostener el medio ladrillo, y este su totalidad sin riesgo alguno, y sin necesidad de grandes y costosas cimbras. Este método

Sobre las cúpulas, especifica que pueden construirse sin cimbra, cerrando hiladas con ayuda de un cordel. Los procedimientos son muy similares a los explicados por Fray Lorenzo. Recomienda construir las cúpulas de dos hojas, con diferente monte: “*Pero la experiencia ha hecho ver la necesidad de duplicar las bóvedas en las cúpulas, un exterior de ladrillo doble, sobre la cual asientan las tejas, y otra interior separada de aquella... Por cuya razón las bóvedas exteriores se elevan cuando menos dos tercios de su diámetro, y la interior con sujetarse al radio, cuando menos tiene bastante*”.

elaboracion de las cúpulas. Pero la experiencia ha hecho ver la necesidad de duplicar las bóvedas en las cúpulas, una exterior de ladrillo doble, sobre la cual asientan las tejas, y otra interior separada de aquella. La monte de esta puede ser de medio pun-

rápida vertiente que se da á las aguas pluviales. Por cuya razon las bóvedas exteriores se elevan cuando menos dos tercios de su diámetro, y la interior con sujetarse al radio, cuando mas tiene bastante, pues

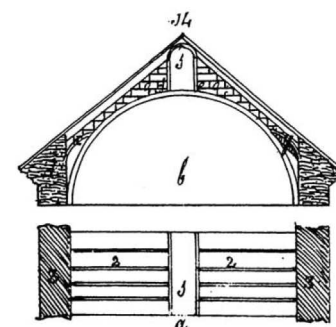


fig. 2.31. Lámina VIII, figura 14 de “Observaciones sobre la Práctica del Arte de Edificar”. (Fornés y Gurrea).

En ella se describe el conjunto formado por una bóveda tabicada, los tabiques o “callejones” aligerados en clave y arranques y el tablero superior que sirve de base a la cubierta.

Fornés describe a continuación como construir una base para la cubierta inclinada de tejas sobre las bóvedas, Formación de vertientes sobre bóvedas. Esto, que en lugares de madera

abundante se soluciona con una cercha de madera, se resuelve aquí también con albañilería, construyendo sobre la bóveda tabicada un conjunto de tabiques llamados “callejones”, que pueden aligerarse vaciando zonas de ellos, a modo de arcos de descarga. Estos “callejones”, de similar a las lengüetas de Fray Lorenzo, tienen también una función estructural, colaborando junto con el tablero superior a la resistencia global, formando una especie de bóveda de doble hoja.

Termina Fornés con unas “Instrucciones sobre la elaboración de las bóvedas tabicadas”, capítulo final que reproduce las mismas recomendaciones que Blondel en la *Reflexiones...* y Bails en las *Consideraciones...* con que ambos acaban la parte de sus tratados relativa a las bóvedas tabicadas. Volvemos a encontrar la precaución contra la hinchazón del yeso, mojar bien ladrillos antes de colocarlos, utilizar materiales de buena calidad y amasar el yeso en pequeñas cantidades. El tratado de Fornés es escaso en consideraciones sobre el comportamiento estructural de las bóvedas, estando dedicado más bien a procesos constructivos. Pero leemos de nuevo el símil de la tapa de puchero “*de cuyo modo... su fábrica se reduce á un cuerpo sólido, igual por ejemplo á una cobertera de puchero, sin mas empuje que el de su peso*”.

bicado; de cuyo modo, y el de construir las bóvedas, cubierta la obra y paredes enjutas, su fábrica se reduce á un cuerpo sólido, igual por ejemplo á una cobertera de puchero, sin mas empuje que el de su peso.

Fornés y Gurrea publica unos años después un Álbum de proyectos (Fornés y Gurrea, 1846), en los que dibuja plantas, alzados y secciones de distintos edificios, con la forma y medidas que considera necesarias. Recoge el uso de bóvedas tabicadas en muchos lugares, siempre que estén protegidas de la humedad.

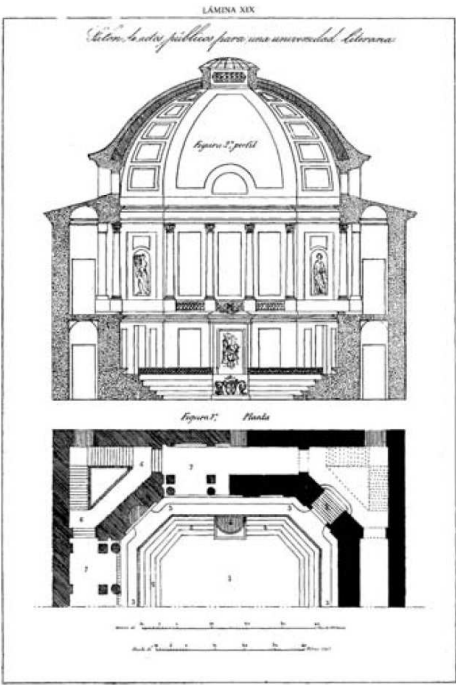


LÁMINA XIX.
SALON DE ACTOS PUBLICOS PARA UNA UNIVERSIDAD
LITERARIA.
FIG. 1.ª--Mitad de la planta.
Explicacion.

1. Salon.
2. Gradas en el mismo.
3. Galeria de catedráticos.
4. Sitio para los que pretenden examinarse.
5. Escaleras de comunicacion en la galeria baja.
6. Id. de comunicacion en las tribunas.
7. Tribunas.

FIG. 2.ª--Perfil interior del salon.

fig. 2.32. Lámina XIX de Fornés y Gurrea perteneciente al libro “*Album de Proyectos Originales de Arquitectura*”, en el que reproduce la planta y sección “ideal” del Salón de actos de una Universidad.

Aunque no son dibujos de construcción, vemos cúpulas formadas por dos hojas muy delgadas, unidas por los “callejones” de los que habla en su primer libro, aligerados por arcos en arranques y clave. Las dos hojas se unen en los arranques de la cúpula (y también en la clave cuando rematan en una linterna), en una única hoja muy gruesa.

Los perfiles de estas cúpulas recuerdan extraordinariamente a los que, 50 años después construirá Guastavino en Estados Unidos.

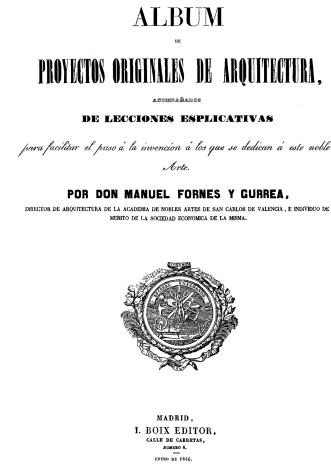


fig. 2.33. FORNÉS Y GURREA, Manuel

“*Álbum de Proyectos Originales de Arquitectura*”.

Editado por I. Boix Editor. Madrid (1846).

En 1859, P. C. Espinosa publica su libro *“Manual de Construcciones de Albañilería”*, en donde encontramos una descripción superficial de las bóvedas tabicadas. Pero conviene resaltar que es el primer lugar donde se nombra al cemento, además del yeso, como aglomerante para la primera hoja *“Cuando el tabicado es doble, triple, etc. la primera capa exige el cemento ó yeso como de pronto fraguado. En las otras suele emplearse el mortero común, pues la primera sirve de cimbra”*. También cita su uso como cimbra bajo bóvedas de *“mampostería de hormigón”*.

Cuando el tabicado es doble, triple, etc., la primera capa exige el cemento ó yeso como de pronto fraguado. En las otras suele emplearse el mortero común, pues la primera sirve de cimbra.

Algo similar ocurre en libro publicado por José Rebolledo en el año 1875 titulado *“Construcción General”*, que directamente relaciona el sistema tabicado con el cemento, destacando que no incrementa de volumen al fraguar (como si ocurre con el yeso) y que pueden utilizarse como cubierta si se utiliza el cemento como aglomerante: *“Las propiedades que poseen los morteros de cemento de fraguar con suma rapidez; adquirir una gran resistencia; tener una fuerte cohesión con los materiales y no cambiar de volumen después de fraguar, han proporcionado el medio de construir bóvedas de mucha luz y pequeño espesor, haciendo uso del ladrillo puesto de plano... tienen la ventaja de producir empujes muy pequeños sobre los muros ó estribos en que descansan”*.

218. Bóvedas tabicadas.—Las propiedades que poseen los morteros de cemento de fraguar con suma rapidez; adquirir una gran resistencia; tener una fuerte cohesión con los materiales y no cambiar de volumen después de fraguar, han proporcionado el medio de construir bóvedas de mucha luz y pequeño espesor, haciendo uso del ladrillo puesto de plano, en cuyo caso recibe la bóveda el nombre de *tabicada*.

salida á las aguas de lluvia: de todos modos tienen la ventaja de producir empujes muy pequeños sobre los muros ó estribos en que descansan.

Al igual que Espinosa, Rebolledo también cita el uso de la bóveda tabicada como cimbra, que puede quedarse o retirarse posteriormente *“En ciertas circunstancias puede hacerse que la cimbra quede formando parte de la obra definitiva, sirviéndola de refuerzo y en tal caso se toman con cemento todas las juntas de los ladrillos, cuidando de dar á la primera capa la forma exacta que haya de tener el intradós y ligando á la última el resto de la obra”*.

En ciertas circunstancias puede hacerse que la cimbra quede formando parte de la obra definitiva, sirviéndola de refuerzo, y en tal caso se toman con cemento todas las juntas de los ladrillos, cuidando de dar á la primera capa la forma exacta que haya de tener el intradós y ligando á la última el resto de la obra.

El ingeniero militar Eduardo Mariátegui en su *“Glosario de Algunos Antiguos Vocablos de Arquitectura y de sus Artes Auxiliares”* publicado en 1876, solo hace referencia a las bóvedas tabicadas dentro de la entrada *“Fornecino”* que se transcribe a continuación. Como se ve, este coronel del ejército consideraba las bóvedas tabicadas faltas de la verdadera condición de bóveda (¿¿?) *“¿esta bóveda fornecina sería una bóveda tabicada? Todos sabemos que á las bóvedas*

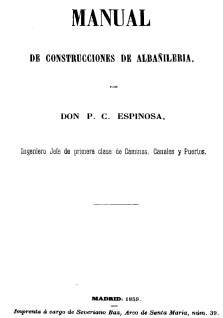


fig. 2.34. ESPINOSA, P.C.
“Manual de Construcciones de Albañilería”
Impreso por Severiano Baz. Madrid (1859).

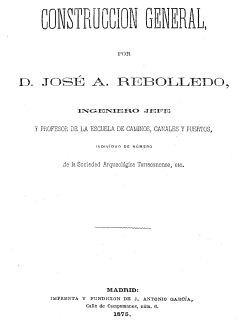


fig. 2.35. REBOLLEDO, Jose Antonio
“Construcción General”
Impreso por Fundación de J. Antonio García . Madrid (1875).

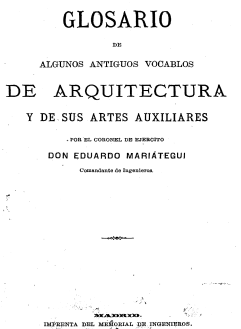


fig. 2.36. MARIÁTEGUI, Eduardo
“Glosario de algunos Antiguos Vocablos de Arquitectura y de sus Artes Auxiliares”
Impreso por el Memorial de Ingenieros. Madrid (1876).

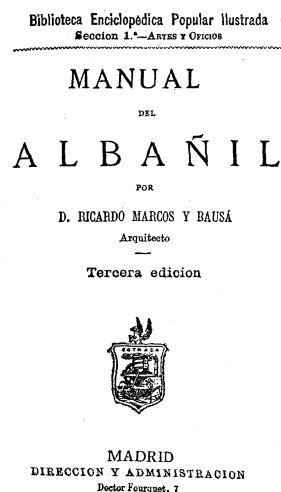


fig. 2.38. MARCOS Y BAUSÁ, Ricardo

"Manual del Albañil".

Publicado por Dirección y Administración. Madrid (1879).



fig. 2.39. NACENTE, Francisco

"El Constructor Moderno: Tratado Teórico y Práctico de Arquitectura y Albañilería".

Publicado por Monrós y Co. Barcelona (1890).

de esta clase les falta una condición esencialísima para ser verdaderas bóvedas, por más que tengan la apariencia de estas; son, pues, tales bóvedas bastardas ó ilegítimas, ó lo que es lo mismo fornecinas...".

esférica que pueda ser al mismo tiempo por rincón; ¿esta bóveda fornecina sería una bóveda tabicada? Todos sabemos que á las bóvedas de esta clase les falta una condición esencialísima para ser verdaderas bóvedas, por más que tengan la apariencia de estas; son, pues, tales bóvedas bastardas ó ilegítimas, ó lo que es lo mismo *fornecinas* segun el P. Terreros, que amplia á cosas materiales la acepción que de esta voz trae *Dicc. Acad.*

Marcos y Bausá, en su breve "Manual del Albañil" (1879) describe brevemente lo que son, las recomendaciones para su correcta ejecución y como utilizarlas para bóvedas de escalera. El texto está muy influenciado por el del Fornés y Gurrea, enfatizando los mismos problemas y dando idénticas soluciones.

163 BIBLIOTECA ENC. POP. ILUST.

arriba, pero no se debe nunca pecar por demasiada ligereza; si los ladrillos se unen con mortero no se puede quitar tan pronto, porque si la bóveda es de mucha luz pudiera desplomarse, sólo conviene bajarla como una media línea por cada pié de luz, sin desarmarla, hasta que el mortero esté completamente seco. Con el objeto de que el asiento de la bóveda no desfigure su forma, hay que dar un poco de peralte ó elevación á la cimbra.

Además de estas clases de bóvedas de rosca de ladrillo, en las que, como hemos visto, éstos van colocados de canto sobre la cimbra, se hacen en ciertos casos *tabicadas*, es decir, puesto el ladrillo de plano y unidos por los cantos con yeso, porque fragua muy pronto y las sostiene mejor, pero es preciso que éste sea de superior calidad y el ladrillo muy sólido y cocido, teniendo cuidado de mojarle bien y limpiar sus cantos con la mano para que se adhiera mejor el yeso, sin moverle nunca después de sentado. El yeso debe amasarse en cortas porciones en un cuenco, que se limpiará cada vez que se gaste la masa, para que no entre ninguna parte de yeso muerto en la nueva. Con el objeto de evitar que se desprendan los ladrillos de la parte superior en donde por su posición están casi planos, se hacen *dobladas*, es decir, dobles

fig. 2.37.

Extracto del libro "Manual del Albañil" de MARCOS Y BAUSÁ, R. publicado en Madrid en el año 1879, en el que se hace referencia a las recomendaciones para la ejecución de las bóvedas tabicadas y como utilizarlas para bóvedas de escaleras.

MANUAL DEL ALBAÑIL. 101

una sobre otra á juntas encontradas entre sí, ejecutándolas al mismo tiempo y empleando para la segunda, yeso ménos espeso, pero bien batido. También es conveniente dar á la curva de intrados la mayor flecha posible, y aún en la parte superior formar un pequeño ángulo en vez de curva, el cual después se rellena con el guarnecido.

En algunos puntos de España, como en Valencia, por ejemplo, en que el yeso es de superior calidad, se construyen las escaleras sobre bóvedas tabicadas de ladrillo y sin cimbra; para ello se corta una cercha, segun la curva que ha de tener la bóveda, y se marca en el muro ó caja de la escalera dicha curva para abrir una roza ó ranura segun la misma; fija la cercha paralelamente al muro, al ancho del tramo ó tiro se coloca un reglón sobre ella por un extremo y en la roza por otro, empezando á tabicar por el punto más bajo, introduciendo algo el primer ladrillo en la ranura para recibirle en el muro; concluida esta primera hilada; se sube la regla y se empieza la segunda á juntas encontradas y así sucesivamente las demás, teniendo la precaución de que la bóveda se incline algo hacia el muro para que después el peso de la barandilla no la vengza hacia el hueco ú ojo de la escalera.

MANUAL DEL ALBAÑIL. 11

Francisco Nacente dedica el capítulo XIII de su libro "El constructor Moderno: el Tratado Teórico y Práctico de Arquitectura y Albañilería" a describir arcos y bóvedas, con un apartado sobre bóvedas de ladrillo en el que nombra someramente las tabicadas. Es interesante constatar que, nuevamente, recomienda el uso de cemento rápido (también llamado romano o "de Parker"): "En las bóvedas delgadas los ladrillos se colocan de plano sobre la cimbra, ligándolos con cemento romano".

mite. En las bóvedas delgadas los ladrillos se colocan de plano sobre la cimbra, ligándolos con cemento romano.

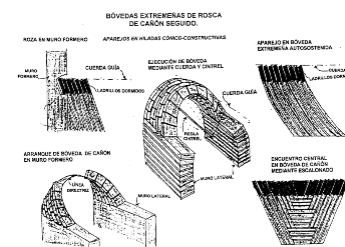
“Varios han sido los medios que en España y en otros países se han propuesto para edificar sin el auxilio de la cimbra las bóvedas de ladrillo, pero todos fundados en el empleo de morteros que fragüen pronto: el que vamos a esponer es independiente de la energía de la cal, le practican rutinariamente los albañiles extremeños y nadie se ha ocupado en estudiarle... pero próximo a desaparecer este método: porque el yeso en la comarca va sustituyendo a la cal, y los albañiles dedicándose a imitar esta clase de bóvedas con las tabicadas, y por que no vemos lejano el día en que no sepan hacerlas como no se hacen en parte alguna y las sustituyan por las que, colocando los ladrillos pegados por sus cantos con yeso se construyen en todas partes, no ofreciendo otra dificultad ni más mérito que el saber templar el mortero (I.-Al lector)”

Un segundo documento coetáneo con el anterior es el de Francisco Ger y Lóbez, que describe específicamente la solución “extremeña” de bóvedas de hojas construidas sin cimbra “*En Extremadura se construyen las bóvedas sin cimbra, empleando las excelentes cales que el país proporciona*”, pero trata las bóvedas tabicadas:

Comienza con un apartado dedicado a las Bóvedas tabicadas con yeso, en el que describe extensamente los procedimientos, de manera similar a como lo hacen Fray Lorenzo (1639) y Fornés y Gurrea (1841): bóvedas de cañón, que pueden construirse sin cimbra pero es mejor usar una ligera para controlar la forma, medias naranjas que se construyen sin cimbra, bóvedas de arista y uso como plementería en bóvedas góticas sobre nervios de rosca de ladrillo (este uso no se encuentra en otros tratados y debe estar relacionado con la corriente neogótica de finales del s. XIX). Pero como en otros textos del siglo XIX, Ger y Lóbez previene contra el uso del yeso:

“El yeso, como se sabe, pierde su fuerza y se destruye con la humedad produciendo con su expansión un empuje considerable en las paredes, por lo que son en este caso preferibles las mezclas hidráulicas, que se endurecen con la humedad, tienen una fuerza de cohesión bastante á ligar los ladrillos y no producen aumento de volumen al fraguar, como sucede con el yeso... Las más de las bóvedas tabicadas que se vienen abajo reconocen por causa la falta de esta precaución ó la de no haber hecho su asiento las paredes”;

830. El yeso, como se sabe, pierde su fuerza y se destruye con la humedad produciendo con su expansión un empuje considerable en las paredes,



Este documento ha sido recientemente reeditado por la Consejería de Fomento de la Junta de Extremadura (2004) con la colaboración de F.J. Pizarro y J. Sánchez Leal y recoge de manera pormenorizada la tradición extremeña en la construcción de bóvedas tabicadas.

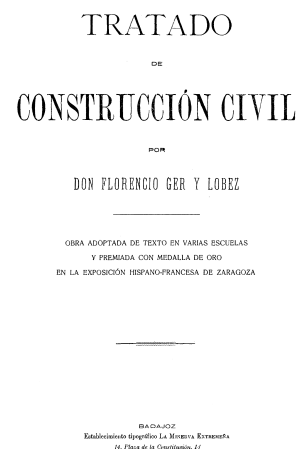


fig. 2.41. GER y LÓBEZ, Florencio
"Tratado de Construcción Civil"
Impreso por la Minerva Extremeña.
Badajoz (1898).

por lo que son en este caso preferibles las mezclas hidráulicas, que se endurecen con la humedad, tienen una fuerza de cohesión bastante á ligar los ladrillos y no producen aumento de volumen al fraguar, como sucede con el yeso. Este aumento obliga á no cerrar las bóvedas hasta que se ha verificado el fraguado de la parte restante ó á dejar en las cejas *f*, *z* (fig. 568) de los arranques, el hueco suficiente para que pueda retirarse la bóveda al fraguar, lo cual efectuado, se hace el relleno de los senos. Las más de las bóvedas tabicadas que se vienen abajo reconocen por causa la falta de esta precaución ó la de no haber hecho su asiento las paredes. Tam-

Dedica el apartado siguiente a las Bóvedas tabicadas con cemento: “Acabamos de indicar las ventajas que el cemento tiene sobre el yeso para fabricar bóvedas tabicadas, especialmente en sitios húmedos ó expuestos á la intemperie, así es que hoy se hace gran uso de esta clase de fábrica”. Pero Ger y Lóbez considera las bóvedas tabicadas tomadas con yeso muy útiles en usos no expuestos a la humedad, como la hoja interior de las cúpulas dobles o para las escaleras:

“En cúpulas al descubierto que... deben componerse de dos bóvedas, la exterior ha de construirse primero, no procediéndose á la ejecución de la interior hasta que, terminada la cubierta, haya seguridad de que no hay filtraciones en tiempo de lluvias, pues... podrían destruir la bóveda interior si ésta, como es lo general, se fabrica de tabicado con yeso”.

En cúpulas al descubierto que, como se ha dicho (795), deben componerse de dos bóvedas, la exterior ha de construirse primero, no procediéndose á la ejecución de la interior hasta que, terminada la cubierta, haya seguridad de que no hay filtraciones en tiempo de lluvias, pues éstas deteriorarían las pinturas y hasta podrían destruir la bóveda interior si ésta, como es lo general, se fabrica de tabicado con yeso, como luego se hablará.

831. BÓVEDAS TABICADAS CON CEMENTO.—Acabamos de indicar las ventajas que el cemento tiene sobre el yeso para fabricar bóvedas tabicadas, especialmente en sitios húmedos ó expuestos á la intemperie, así es que hoy se hace gran uso de esta clase de fábrica. Se emplea mucho

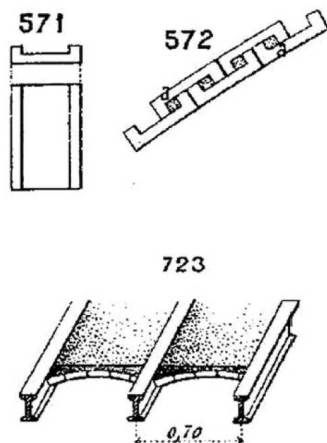


fig. 2.42. Láminas XIII y XVII del libro “Tratado de Construcción Civil” de GER y LÓBEZ, Florencia,

Se representan los ladrillos “de rebordes” y su uso en bóvedas tabicadas (Figuras 571 y 572), y “bovedillas” tabicadas (Figura 723).

La descripción de los procesos constructivos para escaleras sobre bóvedas tabicadas es una reproducción de Fornés y Gurrea (1841), incluso con dibujos muy similares, aunque no le cita. También describe su uso como cimbra de bóvedas de hormigón “pueden fabricarse estas bóvedas sobre otras tabicadas como cimbras que se derriban después, con el objeto de aprovechar los materiales cuando el hormigón ha adquirido un grado de consistencia suficiente para sostenerse sin auxilio alguno”. Hay una curiosa mención a los ladrillos «de rebordes» que, utilizados en las bóvedas tabicadas, evitarían su “deshojamiento”. Para terminar, Ger y Lóbez es el primer autor que describe el uso de “bovedillas tabicadas”, como relleno entre vigas metálicas.

Ya se ha indicado (799) que pueden fabricarse estas bóvedas sobre otras tabicadas como cimbras que se derriban después, con el objeto de aprovechar los materiales cuando el hormigón ha adquirido un grado de consistencia suficiente para sostenerse sin auxilio alguno.

832. BÓVEDAS CON LADRILLOS ESPECIALES.—En bóvedas tabicadas tienen su empleo oportuno los ladrillos *de rebordes* (fig. 571), cuya colocación está indicada en la fig. 572 donde se ve que se sostienen mediante el yeso que á manera de tacos ocupa los espacios *a, a*, comprendidos entre

el conocimiento científico

“Lo más sutil y primoroso de la Arquitectura... es la construcción de todo género de arcos y bóvedas, cortando sus piedras, y ajustándolas con tal artificio, que la misma gravedad y peso que las había de precipitar hacia la tierra, las mantenga constantes en el aire, sustentándose las unas a las otras en virtud de la mutua complicación que las enlaza, con lo que cierran por arriba las fábricas con toda seguridad y firmeza”

VICENTE TOSCA, Thomas.P.P.

“Tratado XV de la Montea, y Cortes de Cantería”

“Compendio Matemático”.(1757)

Aunque resulta evidente el dominio técnico del sistema que los artífices de los siglos precedentes habían conseguido, dejando un tanto de lado el “conocimiento científico”, las nuevas corrientes de pensamiento que se desarrollan en la segunda mitad del siglo XIX parecen exigir la presencia de un fundamento matemático que justifique la validez de lo construido y, de lo que se venga a construir.

El nuevo desarrollo de una teoría científica, fundamentada en los conceptos de Resistencia de Materiales y las Leyes de la Mecánica, no tuvo lugar hasta finales del siglo XVIII y sólo bien entrado el siglo XIX se admitió que la Teoría de Estructuras resulta una ciencia aplicada y no una ciencia pura. Su objetivo no es otro que el proyecto de construcciones seguras o el análisis de la seguridad de las que ya existen.

La actual consideración de la teoría del Análisis Límite y su “*enfoque del equilibrio*” conforma el cuerpo teórico que nos permite comprender las condiciones geométricas que rigen la existencia de los posibles estados de equilibrio de la estructura. Una estructura segura será una estructura en equilibrio y, desde luego, las razones geométricas que conducen a ello serán las mismas en el siglo I que en el siglo XXI.

Tal vez los conceptos de compresión, tracción o tensión no formaran parte del léxico convencional de los técnicos y constructores del XVII, pero Robert Hooke, tratando de resolver el problema de la forma y del empuje de los arcos (1676) determina una razón fundamental. Partiendo del análisis del equilibrio del sólido libre que constituye la clave resulta evidente que en cada junta (sensiblemente plana) existirá una cierta distribución de tensiones. La fuerza resultante debe de ser una fuerza de compresión, un “empuje”. Su punto de aplicación será el “centro de empuje” que ha de estar dentro del plano de la junta. Los dos empujes en las juntas mantienen la clave en equilibrio. Lo mismo ha de ocurrir en el resto de las piezas que

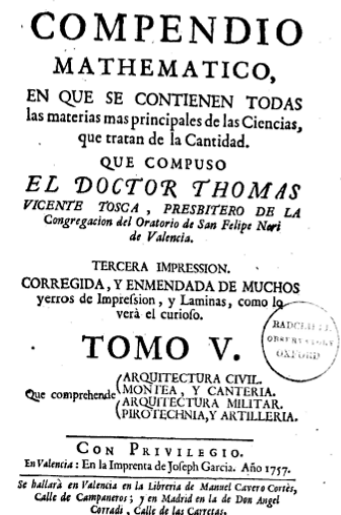


fig. 2.43. VICENTE TOSCA, Thomas

Portada del Tomo V del “Compendio Mathematico” dedicado a la Arquitectura.

Esta impresión corresponde con la realizada por Joseph Garcia. Valencia (1757).

conforman el arco, hasta llegar a los estribos que habrán de soportar el “empuje” de la última dovela. Este es el “empuje del arco” y el lugar geométrico de los centros de empuje formarán una línea a la que podemos denominar “línea de empujes”. La forma de esta línea dependerá, claro está, de la geometría del arco.

Si damos la vuelta al arco las fuerzas de compresión que mantienen unidas las dovelas a través de los centros de empuje se convertirán en fuerzas de tracción, en el que las dovelas colgarán igual que los eslabones de una cadena. Así expresó Hooke : *“Del mismo modo que cuelga un cable flexible, así pero invertido se sostendrá el arco rígido”* (*“ut pendet continuum flexible, sic stabit contiguum rigidum inversum”*).

Ciertamente si todas las dovelas de un arco tiene el mismo tamaño la línea de empujes se aproximará mucho a una catenaria invertida. Solo fueron precisos 20 años para que Gregory (1697) completara la afirmación de Hooke: *“la auténtica y verdadera forma de un arco o bóveda no es otra que la catenaria. Y si arcos de otras formas se mantienen en pie , es porque existe una catenaria en su interior”*. Gregory además se da cuenta de que la analogía de la catenaria sirve también para dimensionar los estribos y afirma: *“la fuerza que en la cadena tira hacia adentro en el arco empuja hacia fuera. Todas las circunstancias relativas a la resistencia de los estribos sobre los que se apoyan los arcos, pueden calcularse geométricamente a partir de esta teoría, que es fundamental en la construcción de edificios”*.

la ausencia de rozamiento

Estas ideas de Hooke y de Gragory permitía de forma indirecta el empleo de sencillos modelos “colgantes” para proyectar arcos, y fue llevado a la práctica a lo largo de todo el siglo XVIII, siendo recogidas sus propuestas por documentos como el *“Lectures on Natural Philosophy and the Mechanical Arts”*, de T. Young cuya primera edición es de 1807.

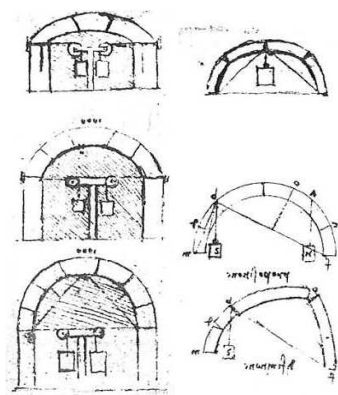


fig. 2.45. Ensayos sobre arcos contenidos en el “Códice de Madrid”.

LEONARDO da VINCI

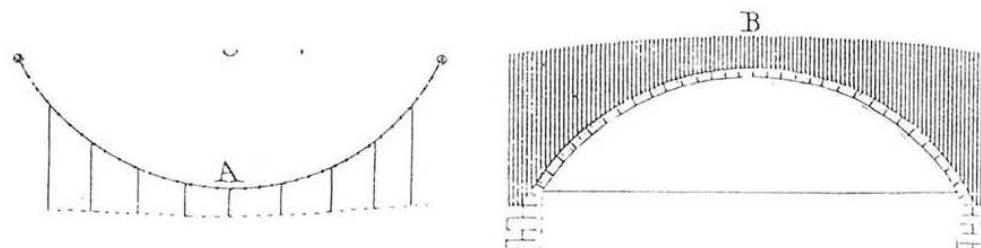


fig. 2.44. Cálculo del arco de un puente empleando un modelo colgante. (T. Young. 1807)

El desarrollo de estas ideas fue especialmente significativo en Gran Bretaña y, especialmente en Francia. Allí es recogido inicialmente por Philippe de La Hire con su *“Tratado de Mecánica”* del año 1695, que tendrá un posterior desarrollo con un segundo tomo editado en 1712. Resulta un verdadero precursor de la utilización del polígono de fuerzas para el equilibrio de

un sistema de fuerzas concurrentes, y en la definición del polígono funicular fijado por la forma del arco. Los pesos de cada dovela son aplicados en sus respectivos centros de gravedad, siguiendo una dirección vertical. El peso de cada dovela es soportado por fuerzas siempre perpendiculares (no existe rozamiento) a dicha superficie de contacto. Sucesivamente y en cada dovela, estas dos fuerzas y el peso de la misma, deben equilibrarse.

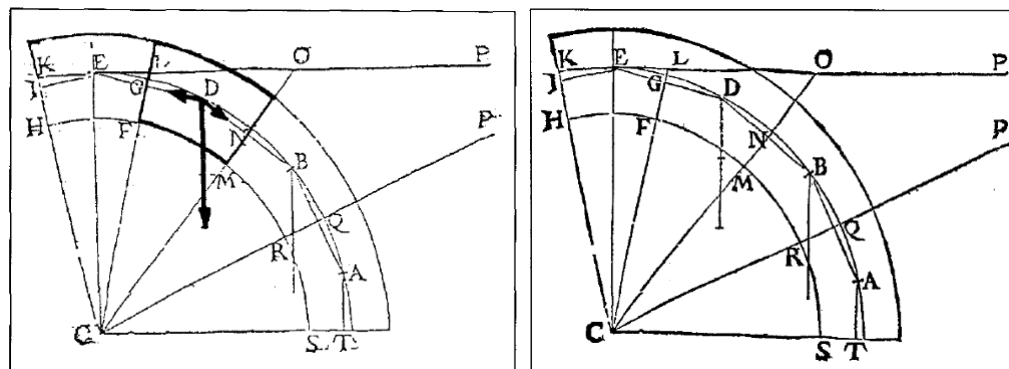


fig. 2.46.a|b.

Análisis del equilibrio de una dovela y de un arco formado por dovelas carentes de rozamiento.
"Tratado de Mecánica". P. La Hire (1695)
Traité de mécanique, ou l'on explique tout ce qui est nécessaire dans la pratique des Arts, et les propriétés des corps pesants lesquelles ont eu plus grand usage dans la Physique

A pesar del error conceptual que supone la ausencia de rozamiento sus propuestas son rápidamente aceptadas en un ámbito que precisaba de algún tipo de regla "matemática" para poder abordar el trazado de arcos y bóvedas. Profundiza en este estudio con su obra "Sobre la Construcción de Bóvedas en los Edificios", de 1712, estableciendo un procedimiento para determinar los estribos de los arcos. Estas consideraciones no permiten determinar la posición de la junta de rotura, en un procedimiento de análisis que podría ser considerado como "límite" o "a rotura". El modo de colapso es incorrecto pero los resultados van siempre del lado de la seguridad.

La repercusión de sus ideas tuvo reflejo en las posteriores propuestas de B. F. Bélidor, que en su tratado "Nuevo Curso de Matemáticas" (1725) dedica un apartado a la "aplicación de la mecánica a la construcción de los almacenes de pólvora", incluyendo una tabla para el cálculo directo de los espesores de los estribos. Adoptando los principios expuestos por de La Hire realiza una simplificación: fija la línea de rotura exactamente en la mitad del arco, entre la imposta y la clave. Pero no será hasta unos años más tarde, cuando publique su "Ciencia de los Ingenieros" (1729) cuando desarrolle su completa teoría sobre las bóvedas, con profusos ejemplos de aplicación. Dedicar una parte muy sustancial de la obra (el Libro II) a lo que denominará "Mecánica de las Bóvedas".

De la misma manera que de La Hire comienza tratando el caso de las dovelas carentes de rozamiento, para después desarrollar el cálculo de estribos de arcos de medio punto y, posteriormente, de bóvedas rebajadas, apuntadas y adinteladas. Respecto de las propuestas anteriores establece dos modificaciones fundamentales: por un lado fija la junta de rotura a 45° y, por otro, sitúa en empuje en la mitad de dicha junta.

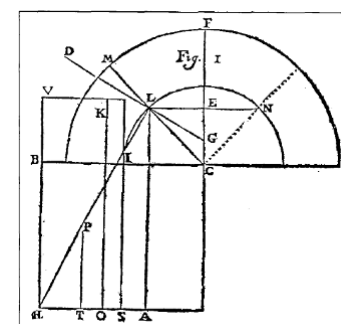


fig. 2.47.a|b. Análisis de los estribos de un arco de medio punto y de un arco adintelado.

Philippe de LA HIRE

"Sobre la Construcción de Bóvedas en los Edificios".

"Sur la construction des voûtes dans les édifices." Mémoires de l'Académie Royale des Sciences de Paris, 1712.

Belidor toma momentos directamente desde el borde exterior del estribo para realizar el análisis, advirtiendo que el cálculo da el estribo en “*el punto de equilibrio*” con el empuje de la bóveda, recomendando aumentar su espesor en “*5 o 6 pulgadas a añadir a los contrafuertes*”

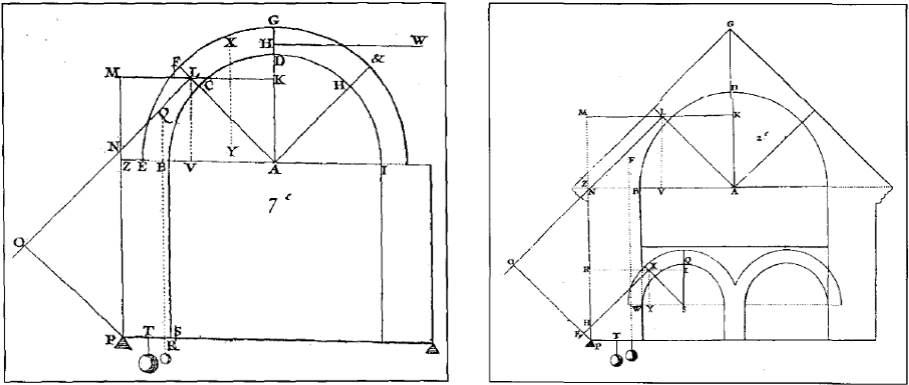
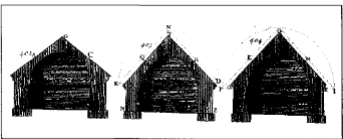


fig. 2.48.a | b. Aplicación del método simplificado propuesto por Belidor. “*Ciencia de los Ingenieros*”. B.F. Belidor (1729)



T A B L E
Pour régler l'épaisseur qu'il faut donner aux pieds droits des voûtes des Magazins à poudre.

Largeur des Magazins à poudre.	Épaisseur des pieds droits des voûtes en plein centre pour les Magazins à un étage.	Épaisseur des pieds droits des voûtes en tiers points pour les Magazins à un étage.	Épaisseur des pieds droits pour les voûtes des Magazins qui ont un étage au dessus de celui du rez-de-chaussée.	Épaisseur des pieds droits pour les voûtes des Magazins qui ont un étage au dessus de celui du rez-de-chaussée.
pieds.	pieds. pou. lig.	pieds. pou. lig.	pieds. pou. lig.	pieds. pou. lig.
20	5 10 0	5 2 0	7 0 0	5 5 6
21	5 11 8	5 3 0	7 2 5	5 8 6
22	6 2 2	5 5 6	7 4 10	5 10 6
23	6 4 6	5 7 4	7 7 3	6 0 10
24	6 6 0	5 10 0	7 9 8	6 2 6
25	6 8 3	6 0 4	8 0 1	6 4 6
26	6 10 0	6 2 0	8 2 6	6 5 11
27	6 11 9	6 5 0	8 4 10	6 8 0
28	7 2 6	6 8 0	8 7 3	6 10 3
29	7 4 9	6 10 6	8 9 8	7 0 0
30	7 7 0	7 1 0	9 0 1	7 2 9
31	7 9 4	7 2 4	9 2 6	7 5 6
32	7 11 10	7 4 9	9 5 11	7 8 9
33	8 2 8	7 7 0	9 8 4	7 10 6
34	8 3 11	7 9 4	9 10 9	8 0 10
35	8 5 9	7 11 0	10 1 2	8 2 10
36	8 8 0	8 0 0	10 3 7	8 4 10

fig. 2.50. Tablas para el cálculo de los estribos en almacenes de pólvora, según el Tratado de Bélidor (1725).

Estas teorías, propuestas inicialmente por de La Hire y “simplificadas” posteriormente por Bélidor permitían acudir a conceptos pseudocientíficos que permitían adornar con suficiente profusión matemática el diseño y trazado de arcos. Las tablas propuestas por Bélidor fueron sin duda una idea copiada por posteriores tratadistas, que veían en ellas la posibilidad de fijar unos ciertos criterios de diseño aplicables incluso para aquellos técnicos que desconocieran el fundamento de los parámetros allí descritos.

Jean Rodolphe Perronet crea hacia 1750 un conjunto de tablas que permiten el cálculo de estribos para puentes con bóvedas de medio punto y carpaneles de tres centros. Para cada tipo de arco, luz y altura de los arranques estas tablas permiten conocer el espesor en la clave y en los estribos. El mayor interés de la obra reside en el hecho de que previo a las tablas figura una desarrollada memoria en las que describe pormenorizadamente el fundamento y justificación del análisis que permite llegar a las simplificaciones propuestas. (“*Mémoire sur l'épaisseur que doivent avoir les voûtes des ponts, avec des tables et expériences*”. 1748)

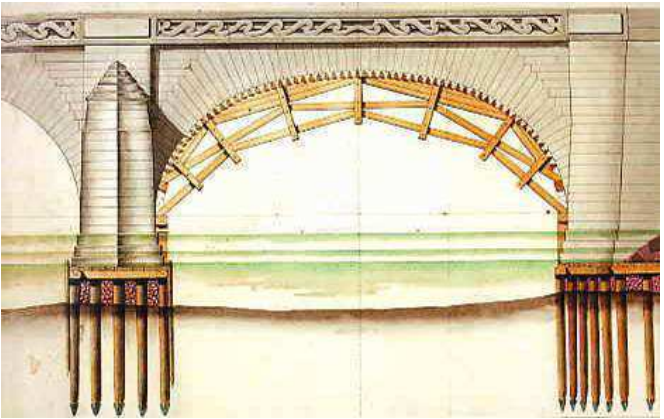


fig. 2.49. Trazado del arco según lámina complementaria a la justificación analítica.

This technical drawing illustrates the internal structure of a timber roof truss. The main components are labeled as follows:

- Top Chords:** Labeled with Roman numerals *III* and *IV* at the top center.
- Internal Bracing:** Labeled with Roman numerals *II* and *V* in the center.
- Supports and Beams:** Labeled with letters *A*, *B*, *C*, *D*, *E*, *F*, *G*, *H*, *I*, *J*, *K*, *L*, *M*, *N*, *O*, *P*, *Q*, *R*, *S*, *T*, *U*, *V*, *W*, *X*, *Y*, *Z*.
- Bottom Structure:** Labeled with Roman numerals *VI* and *VII* at the bottom.

The drawing shows the complex arrangement of beams and supports that form the roof's internal framework, including the main truss members and the supporting structure below.

la investigación práctica

En primer lugar desarrolla la hipótesis de ausencia de rozamiento, pero en el proceso de análisis considera la imposibilidad de que se produzca el deslizamiento, produciéndose por tanto el colapso cuando se forman suficientes articulaciones como para convertir el arco en un mecanismo. Partiendo del estudio del arco de medio punto trata de determinar el mínimo espesor compatible con la estabilidad, desarrollando posteriormente el arco escarzano, fijando arbitrariamente la junta de rotura entre la clave y los arranques a 45° (el error que se produce es mínimo).

COUPLET, Pierre

Pág. 49 | 255

arcos (y bóvedas) y sirvió de base para las futuras metodologías de ensayo que se prolongaron en Francia hasta la entrada del siglo XIX, con trabajos sobre modelos que cada vez alcanzaron una escala mayor. Este puede ser el ejemplo del “*Experiences sur la stabilité des voutes*”, publicado por L. C. Boistard en 1810.

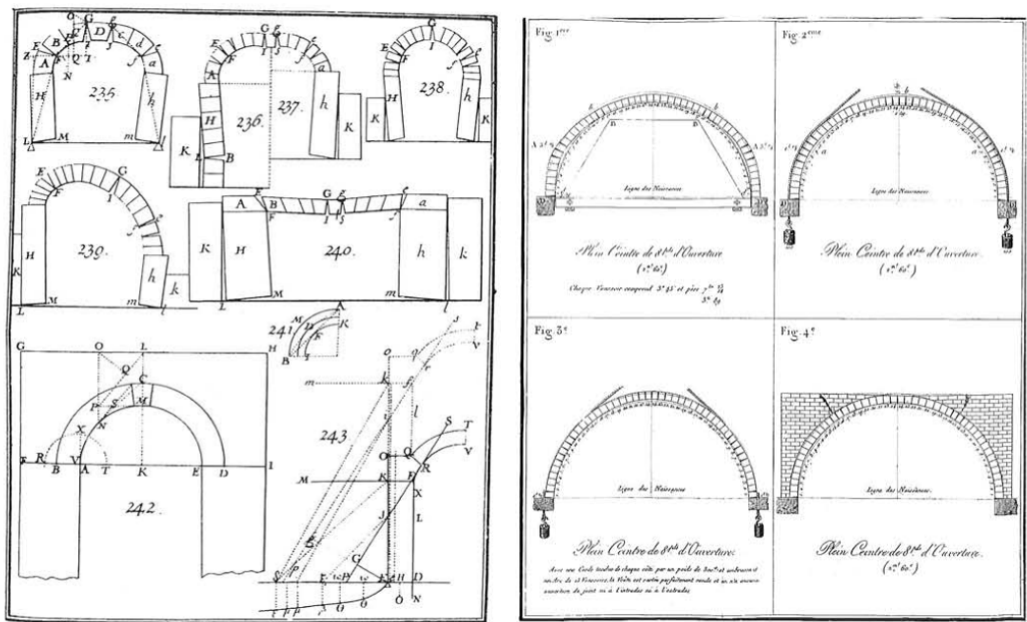


fig. 2.53.a|b. Comparativa de los resultados expuestos por A. A. H. Danizy (1732) y L. C. Boistard (1810).

Entre estas experiencias se publica la obra de E. M. Gauthey “*Memoire sur l’aplication des principes de la Mechanique a la constructions des voutes et des domes*” (1771). Este documento surge como respuesta al escrito de Patte acerca de todas las objeciones que éste había puesto en su informe de 1770 a la construcción de la cúpula de la iglesia de Santa Genoveva de París, cuyos pilares consideraba de “*dimensión insuficiente*”. Frente a esta crítica Gauthey considera que no se pueden extraer consecuencias válidas de edificios contruidos sin ningún principio científico y proporciones tan variables como los elegidos por Patte.

... parece que los Arquitectos no hubieran tenido jamás otra guía, en los preceptos que han dado, que su gusto o su genio, ...

no ha sido sino después de largos razonamientos y a través de los propios errores de los Artistas más famosos cuando algunos Matemáticos han descubierto por fin los principios más importantes de la construcción de los edificios.

Aunque Gauthey defiende la aplicación de los principios de la Mecánica, los somete a crítica. A diferencia de Patte, no cree que las fórmulas sean tan exactas como para suponer que cualquier pequeña imperfección afectaría gravemente a la estabilidad. Es más, la teoría se basa en simplificaciones que Gauthey no considera siempre válidas; además de que no se había encontrado una solución universal, es decir, un resultado único y verdadero, los matemáticos eran conscientes de la cierta inexactitud de sus cálculos y preferían adoptar hipótesis más desfavorables para una aplicación segura en la práctica.

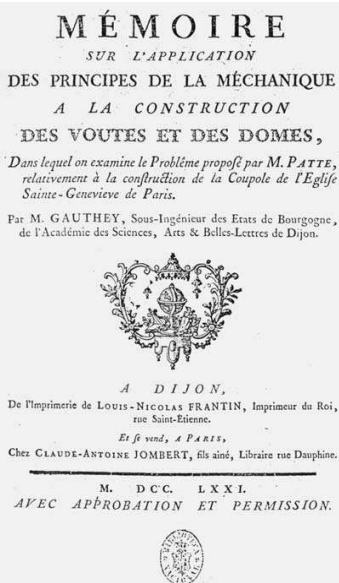


fig. 2.54. Tablas para el cálculo de los estribos en almacenes de pólvora, según el Tratado de Bélidor (1725).

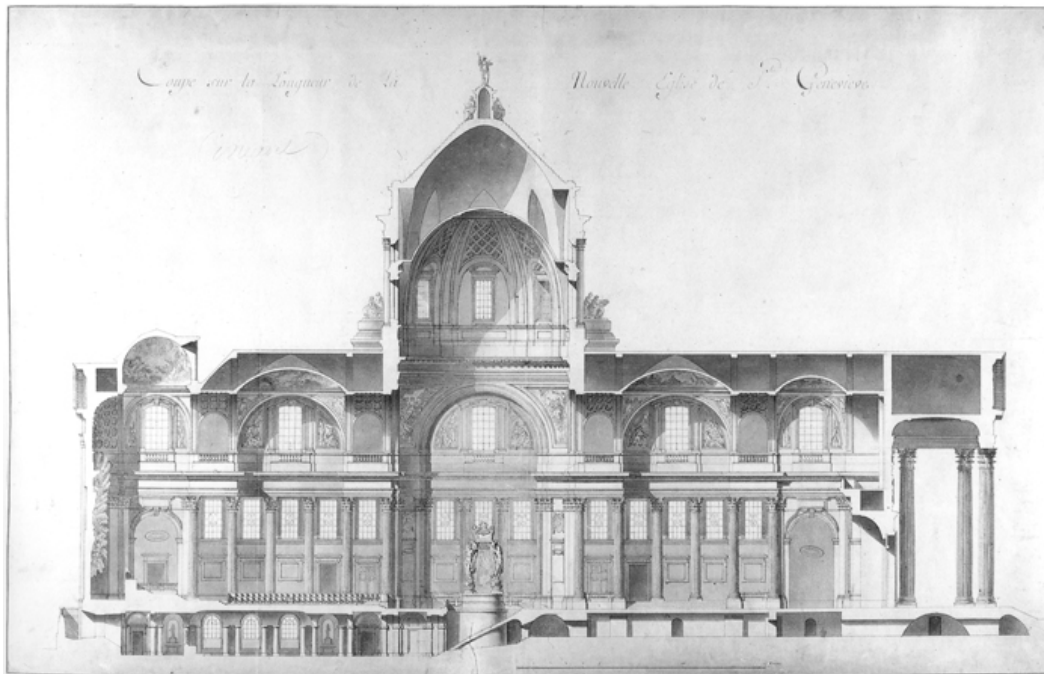


fig. 2.55. Sección longitudinal de la Iglesia de Sta. Genoveva de París según proyecto original de Soufflot y los posteriores trabajos finales de Rondelet y Brébion.

Analiza el método de La Hire y las simplificaciones propuestas por Bélidor, consideraciones asumidas como válidas por Patté y encuentra tres cuestiones ciertamente discutibles. La primera hace referencia a la posición de la junta de rotura del arco, que los anteriores consideraban se producía según una directriz de 45° . Sin embargo, el punto donde se produce la rotura no sólo queda determinado por el ángulo, o sea la junta en la que se produce, sino su posición dentro de ésta. Bélidor, y por tanto también Patte, colocaba el llamado “*centre d'impression*” en el punto medio de la sección. Gauthey, sin embargo, dice que ha de suponerse que el empuje actúa en la parte más próxima a la arista de intradós, lo que significa un brazo de palanca menor y por tanto, un momento desestabilizante debido a la “*puissance agissante*” más pequeño. Además, Gauthey señala que para simplificar los cálculos se ha supuesto que el centro de gravedad de la parte de bóveda situada por debajo de la cuña coincide con el del estribo. Pero el brazo de palanca sería mayor puesto que el centro de gravedad se sitúa más hacia el interior gracias a la parte de bóveda adosada al estribo, y eso aumenta el momento estabilizante de la *puissance réstifante*. Por otro lado, la junta de rotura sería vertical en la zona del trasdós, lo que implica una cuña de menor peso y un contrarresto más fuerte.

La segunda contriversia se refiere a la consideración del rozamiento. Al evaluar el momento que han de contrarrestar los estribos debido al empuje de la cuña, no sólo influye su punto de aplicación, sino también el ángulo que forma con la junta de rotura. El modelo de la cuña se basa en la hipótesis de que no hay rozamiento entre las dovelas y por tanto ese ángulo debe ser de 90° . Pero Gauthey propone un ejemplo para explicar que esta hipótesis dista mucho de la realidad constructiva. Es como si en las juntas de rotura hubiera pequeñas esferas de hierro fundido transmitiendo el empuje. Pero en la realidad la superficie de las dovelas no está

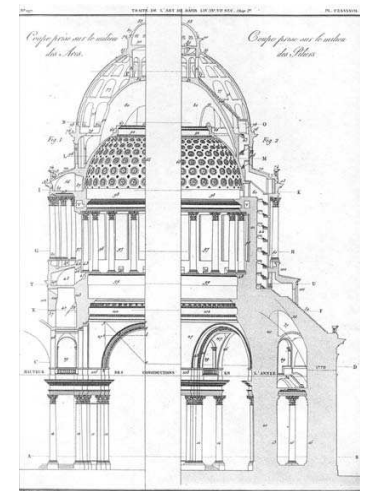


fig. 2.56. Sección de la cúpula finalmente proyectada para Sta. Genoveva. (1797).

RONDELET, Jean Baptiste

pulida de ese modo. La conclusión es que La Hire estaba utilizando esta hipótesis de forma consciente para obtener resultados del lado de la seguridad. La conclusión es que las fuerzas de rozamiento también colaboran a contrarrestar el peso de la esfera.

Por último, Gauthey considera que la tenacidad de los morteros ayudaría a impedir el deslizamiento y, por tanto, incluso en la hipótesis de rozamiento entre las juntas se estaría del lado de la seguridad.

Para terminar esta parte general, Gauthey habla de la única situación en la que el método de La Hire está justo en el límite de la seguridad: el momento del descimbrado. En ese momento dice, cuando los morteros no han fraguado, se podría considerar que entre las juntas hay esferas que permiten el deslizamiento de las piedras e interrumpen la conexión entre éstas, es decir, que no se podría contar con el rozamiento ni con la tenacidad.

Otra forma de disminuir los riesgos del descimbrado es reducir el tiempo de fraguado de los morteros, por ejemplo empleando yeso, o manteniendo las cimbras el mayor tiempo posible. Así, para la cúpula de Santa Genoveva propone que la interior se haga de materiales ligeros, tufo o ladrillo unidos con yeso. Esto disminuiría mucho los empujes. ¿Bóvedas tabicadas?

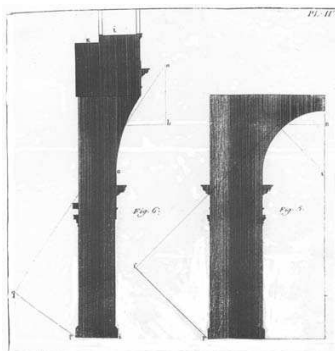


fig. 2.58. Estudio de estabilidad de los estribos de Sta. Genoveva. (1771).

E. M. GAUTHEY

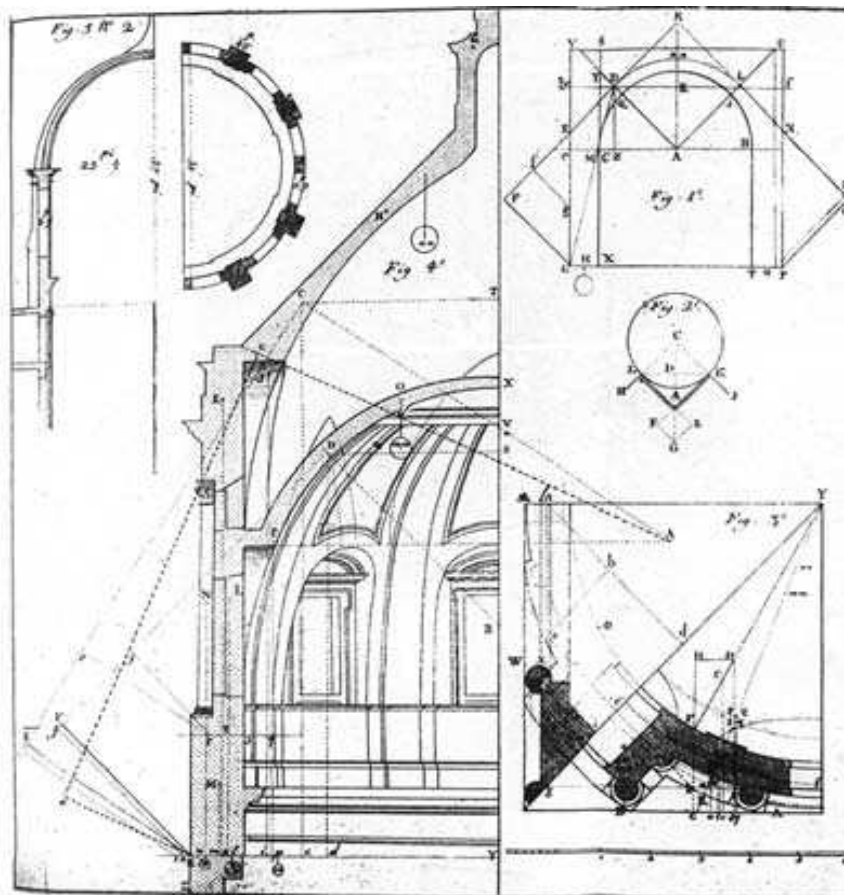


fig. 2.57. Dimensionado del estribo de las bóvedas. Aplicación a la cúpula proyectada por Soufflot en 1764 y desarrollado en el tratado de E. M. Gauthey (1771)

la mecánica de los arcos y la línea de empuje

El primer análisis completamente general de la mecánica de los arcos puede ser atribuido a Coulomb, que en 1776 presenta a la Real Academia de Ciencias de París una memoria en la que de forma sumamente sencilla desarrolla sus conceptos. Para ello resuelve el problema de la teoría de la estabilidad de los arcos de fábrica, estableciendo la base matemática de los distintos modos de colapso posibles, incluyendo la posibilidad de deslizamiento.

Coulomb desarrolla el análisis de una bóveda simétrica, partiendo de un principio similar al contemplado por La Hire. Aísla una parte del arco por un cierto plano hipotético de corte. El empuje horizontal en la clave, desconocido, estará comprendido entre unos valores límite (máximo y mínimo) en las hipótesis tanto de fallo por deslizamiento (considerando rozamiento y cohesión) como por vuelco alrededor de las aristas superior e inferior de la pieza. Afirma que el fallo por deslizamiento resulta extremadamente raro y propone a efectos prácticos estudiar sólo la posibilidad del colapso por vuelco. Para encontrar la posición de la junta de rotura más desfavorable sugiere el empleo del método de máximos y mínimos que es precisamente el título de su ponencia, *“Essai sur une application des règles de maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs a l’architecture”*.

El problema que tiene esta presentación es precisamente la simpleza de sus conceptos y la exposición sintética y desprovista de ejemplos de aplicación (recordemos la profusión de tablas de aplicación inmediata que hemos descrito). Podemos citar en primer lugar los desarrollos de J. B. Berard y su *“Statique des voutes”* (1810) en la que desarrolla su *“Theorie de l’équilibre des voutes”*, con un desarrollo matemático ciertamente desproporcionado para lo que cualquier “técnico” de la época pudiera precisar en la búsqueda de una aplicación práctica de estas teorías.

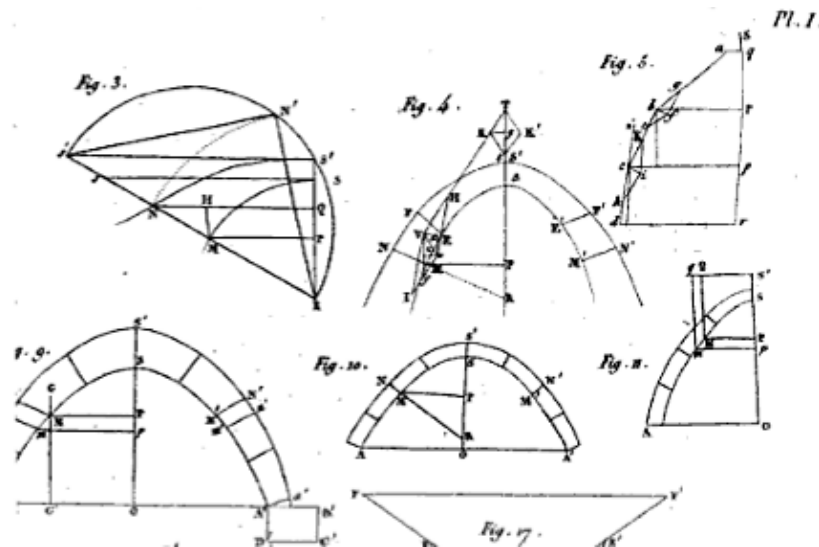


fig. 2.59. Lámina contenida en el tratado *“Statique des voutes”*, publicado por J. B. Berard en 1810.

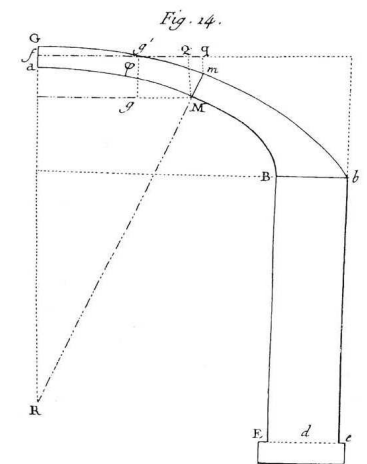


fig. 2.60. Equilibrio de una bóveda de fábrica simétrica.

COULOMB, Charles Agustín

“Essai sur une application des règles de maximis et minimis a quelques problèmes de statique relatifs a l’architecture”.
Memories de Mathematique et de Physique, presentes a l’Academie Royale des Sciences par Divers Savants et lus dans ses Assemblies. Paris 1773

Sólo 10 años después, en 1820, Audoy desarrolle esta teoría y obtenga de ello formulaciones prácticas, aunque éstas continuaban poseyendo una expresión matemática excesivamente complicada. (*“Memorie sur la poussée des voutes en berceau”*. *Memorial de l’Officier du Genie*. 1820). Realiza la primera discusión sobre el concepto de “seguridad”, en comparación con las anteriores propuestas de estabilidad de aplicación de la metodología de La Hire.

En esta misma línea trabajarán Garidel (*“Memoire sur le calcul des voutes en berceau”*. *Memorial de l’Officier du Genie*. 1835) y Michon (*“Tables et formules pratiques ppoir l’etablissement des voutes cylindriques”*. *Memorial de l’Officier du Genie*. 1848), que publicarán tablas de aplicacción de estos conceptos que permitirán establecer los estribos correspondientes a diferentes tipos de arcos, evitando así el trabajo matemático.

TABLE des quatre fonctions de (x), qui servent à calculer la poussée des voutes en berceau.

x°	$\lambda(x)$	$100-\lambda(x)$	$\mu(x)$	$100-\mu(x)$	$\alpha(x)$	$\pi(x)$
0	0.00000	0.10130	0.00000	0.60260	1.33333	1.00000
1	0.00085	0.10045	0.00085	0.59915	1.33336	1.00015
2	0.00170	0.09960	0.00170	0.59570	1.33339	1.00030
3	0.00255	0.09875	0.00255	0.59225	1.33342	1.00045
4	0.00340	0.09790	0.00340	0.58880	1.33345	1.00060
5	0.00425	0.09705	0.00425	0.58535	1.33348	1.00075
6	0.00510	0.09620	0.00510	0.58190	1.33351	1.00090
7	0.00595	0.09535	0.00595	0.57845	1.33354	1.00105
8	0.00680	0.09450	0.00680	0.57500	1.33357	1.00120
9	0.00765	0.09365	0.00765	0.57155	1.33360	1.00135
10	0.00850	0.09280	0.00850	0.56810	1.33363	1.00150
11	0.00935	0.09195	0.00935	0.56465	1.33366	1.00165
12	0.01020	0.09110	0.01020	0.56120	1.33369	1.00180
13	0.01105	0.09025	0.01105	0.55775	1.33372	1.00195
14	0.01190	0.08940	0.01190	0.55430	1.33375	1.00210
15	0.01275	0.08855	0.01275	0.55085	1.33378	1.00225
16	0.01360	0.08770	0.01360	0.54740	1.33381	1.00240
17	0.01445	0.08685	0.01445	0.54395	1.33384	1.00255
18	0.01530	0.08600	0.01530	0.54050	1.33387	1.00270
19	0.01615	0.08515	0.01615	0.53705	1.33390	1.00285
20	0.01700	0.08430	0.01700	0.53360	1.33393	1.00300
21	0.01785	0.08345	0.01785	0.53015	1.33396	1.00315
22	0.01870	0.08260	0.01870	0.52670	1.33399	1.00330
23	0.01955	0.08175	0.01955	0.52325	1.33402	1.00345
24	0.02040	0.08090	0.02040	0.51980	1.33405	1.00360
25	0.02125	0.08005	0.02125	0.51635	1.33408	1.00375
26	0.02210	0.07920	0.02210	0.51290	1.33411	1.00390
27	0.02295	0.07835	0.02295	0.50945	1.33414	1.00405
28	0.02380	0.07750	0.02380	0.50600	1.33417	1.00420
29	0.02465	0.07665	0.02465	0.50255	1.33420	1.00435
30	0.02550	0.07580	0.02550	0.49910	1.33423	1.00450
31	0.02635	0.07495	0.02635	0.49565	1.33426	1.00465
32	0.02720	0.07410	0.02720	0.49220	1.33429	1.00480
33	0.02805	0.07325	0.02805	0.48875	1.33432	1.00495
34	0.02890	0.07240	0.02890	0.48530	1.33435	1.00510
35	0.02975	0.07155	0.02975	0.48185	1.33438	1.00525
36	0.03060	0.07070	0.03060	0.47840	1.33441	1.00540
37	0.03145	0.06985	0.03145	0.47495	1.33444	1.00555
38	0.03230	0.06900	0.03230	0.47150	1.33447	1.00570
39	0.03315	0.06815	0.03315	0.46805	1.33450	1.00585
40	0.03400	0.06730	0.03400	0.46460	1.33453	1.00600
41	0.03485	0.06645	0.03485	0.46115	1.33456	1.00615
42	0.03570	0.06560	0.03570	0.45770	1.33459	1.00630
43	0.03655	0.06475	0.03655	0.45425	1.33462	1.00645
44	0.03740	0.06390	0.03740	0.45080	1.33465	1.00660
45	0.03825	0.06305	0.03825	0.44735	1.33468	1.00675

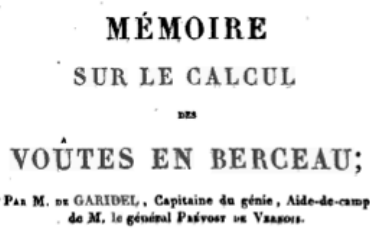


fig. 2.61. Tabla contenida en el tratado de M. de Garidel destinada a simplificar el desarrollo del análisis matemático.

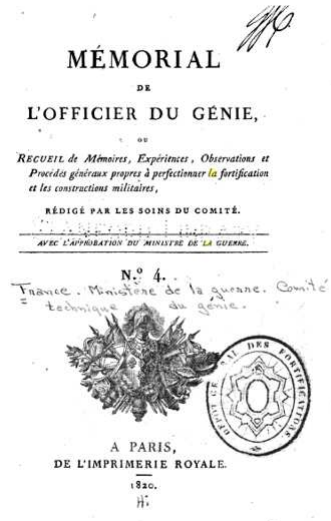


fig. 2.63. Ejemplar original del tratado “Memorie sur la poussée des voutes en berceau”.

M. AUDOY

Desde otro enfoque aún más práctico se pueden encontrar los trabajos sobre tratamiento gráfico del problema que realizará posteriormente Poncelet (*“Solution graphique des principales questions sur la stabilité des voutes”*. *Memorial de l’Officier du Genie*. 1835).

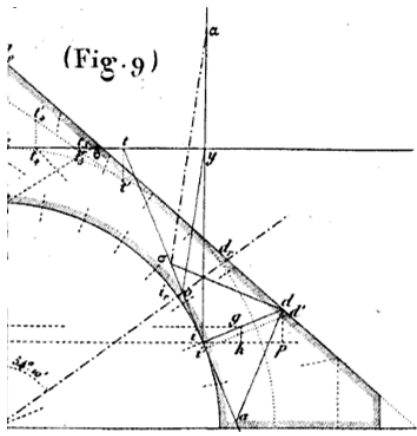


fig. 2.62. Ilustración que acompañaba la propuesta de análisis gráfico propuesta por Poncelet en 1835.

El principal problema que presentaba la teoría de Hooke (catenaria) residía en la imposibilidad de determinar con exactitud la dirección de los empujes, no contemplando además la influencia del rozamiento. De ella tampoco era posible determinar la situación previsible de las juntas de rotura. La aparición del concepto de “línea de empujes” en el primer tercio del siglo XIX cuando será posible incluir la teoría de Hooke dentro de los planteamientos de la teoría de Coulomb.

Si recordamos los conceptos expuesto al comienzo de este capítulo en la que habíamos definido la línea de empujes como el lugar geométrico de paso de la resultante de las fuerzas por cada uno de los planos o juntas, podremos asegurar que su forma dependerá de la geometría de la fábrica, pero también del sistema de planos de corte considerado. En estas condiciones la resultante no tiene por qué ser tangente a la línea de empujes, como sucedería con una “curva de equilibrio”.

Esta idea se fomenta de forma simultánea por los estudios de Gerstner (“*Handbuch der Machanik*”. 1831) en la República Checa, E. Méry (“*Memorie sur l’équilibre des voutes en berceau*”. *Annales des Ponts et Chaussées*. 1840) en Francia y H. Moseley (“*On a new principle in statics, called the principle of least pressure*”. *Philosophical Magazine*. 1833, “*On the equilibrium of the arch*”. *Cambridge Philosophical Transactions*. 1835, “*On the theory of the equilibrium of a system of bodies in contact*”. *Cambridge Philosophical Transactions*. 1838,) en Gran Bretaña.

El tratado de Gerstner es sumamente sencillo y presenta cierta incorrecciones por lo que su repercusión resultó mínima. El tratado de Méry desarrolla el tema de la estabilidad de los arcos desde criterios de sencillez y claridad; destinado de forma específica para ingenieros define con mucho rigor sus ideas, con numerosos ejemplos de líneas de empujes de arcos límite, que trata de relacionar con los resultados de los anteriores ensayos realizados por Boistard.

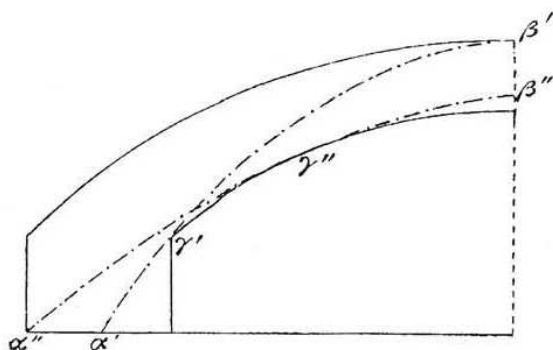


fig. 2.64. Líneas de empuje máximo ($\alpha'\gamma'\beta'$) y mínimo ($\alpha''\gamma''\beta''$) según la propuesta de E. Méry.

El estudio de Moseley, sumamente riguroso y con alto contenido matemático tal vez resulte el primer éxito al tratar de formular una teoría general de las fábricas, consideradas como un conjunto de “bloques en contacto seco y directo”. La condición de estabilidad del arco resulta simple: basta con que la línea de empujes esté contenida en el interior del arco. Es posible acotar el valor del empuje, el empuje mínimo corresponderá con la línea más peraltada y el máximo con la más rebajada (ver fig. 2.60), pero el problema resultará indeterminado, ya que un arco de suficiente espesor podrá contener infinitas soluciones. Tanto Méry como Moseley determinan la necesidad de acotar estos resultados y así, el primero, se concentra en definir un espesor que garantice la estabilidad, asegurando que las tensiones que se

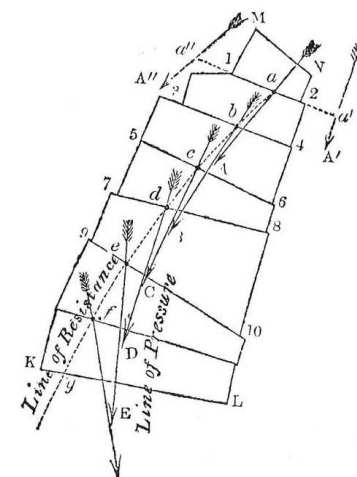


fig. 2.65. Línea de empujes en un arco de fábrica bóveda de fábrica. (“*The Mechanical Principles of Engineering*”. 1843)

MOSELEY. H.

producen no superen in décimo de la resistencia del material. Moseley por su parte crea el “Principio de Reacción Mínima” (“*Principle of least Pressure*”), para determinar la línea de empujes, determinando así la solución que corresponderá con el empuje mínimo.

Pero también en España se seguían de cerca estas nuevas propuestas de análisis. Hacia 1800 Joaquín Monasterio prepara su “*Nueva Teórica sobre el Empuje de Bóvedas*” (manuscrito recuperado por Federico Focé y Santiago Huerta). En contraste con las investigaciones precedentes sobre la mecánica de las bóvedas, Monasterio analiza formas genéricas que no sean simétricas, de grosor no uniforme. De acuerdo con Huerta y Focé, es probable que sea éste uno de los primeros en abordar el problema. Su objetivo era generar expresiones generales para la prevención de todos los mecanismos de colapso posibles, aplicables a cualquier arco, de cualquier forma y grosor.

Sabemos que un arco es el agregado de varios cuerpos, a quienes se da el nombre de dovelas, capaces por su figura y colocación de moverse de diferentes maneras, y al mismo tiempo que para reducir al estado de repose un sistema de cuerpos ligados entre si y solicitados por varias fuerzas, es necesario tener tantas condiciones que satisfacer, cuantos movimientos diferentes se pueden concebir en él; así, pues, si la teórica de bóvedas ha de tener por objeto impedir que los arcos se vengán abajo, y que padezcan alteraciones susceptibles de perjudicar a su solidez, es claro que no las desempeñaremos debidamente, mientras no se averigüen primero todos los movimientos que pueden adquirir las diferentes partes en que se divide una bóveda, para hallar después con arreglo a este conocimiento las condiciones correspondientes, evitar cada uno de aquellos movimientos en particular; y solo siguiendo el camino trazado por este raciocinio, conseguiremos que nuestras aplicaciones sean útiles a la práctica, y estén exentas de los errores cometidos hasta aquí.

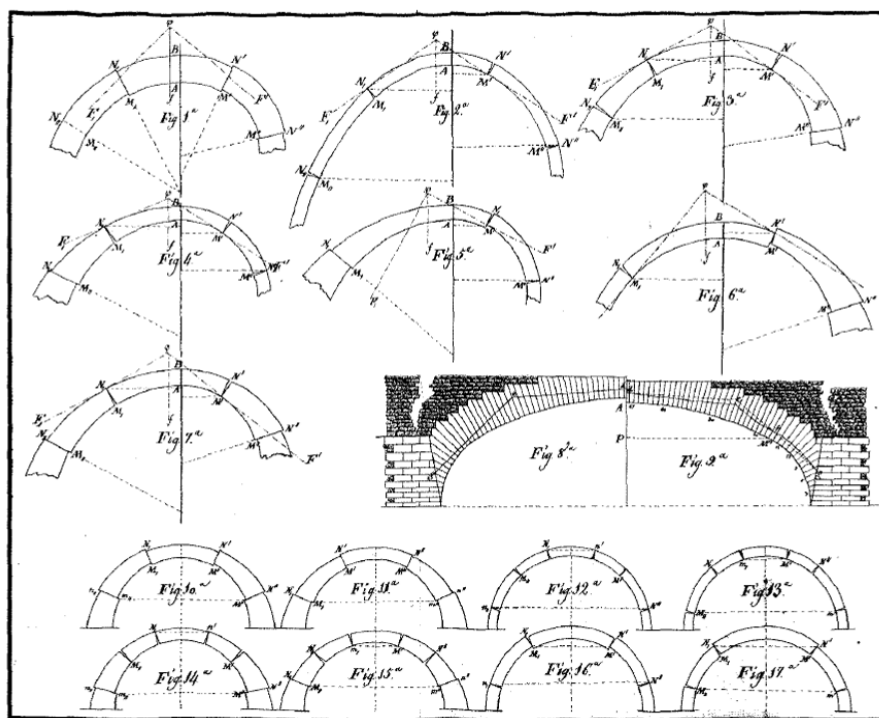


fig. 2.66. Lámina original del manuscrito de Joaquín Monasterio.

Monasterio en repetidas ocasiones aplica la misma metodología que en sus análisis a través del texto: se diseña un mecanismo de colapso de la estructura bajo consideración y se aplica equilibrio en el punto de colapso para obtener los valores límite de los parámetros de diseño que está tratando de determinar. Se adopta el enfoque de los máximos y mínimos definidos por Coulomb y lo más sorprendente es que lo aplica al estudio de los diferentes mecanismos de colapso de los arcos, anterior en diez años a los estudios de Audoy a los que nos hemos referido. Además, su estudio es notable por su generalidad y su originalidad.

Monasterio fue también el primero en obtener el espesor límite correcto de un arco de medio punto, situando correctamente la línea de rotura a los 55° . También fue el primero en proponer un cálculo (en este caso, incorrecto) del espesor límite de una cúpula semiesférica.

pudiéndose abrir los arcos por tantas partes diferentes, cuantas son sus juntas de hecho, para estar seguros de que aquellas condiciones se verifican en toda la extensión de la bóveda, debemos referirnos a aquella posición de trozos más poderosa para hacerlos volcar, pues claro esta que si el movimiento no se verifica considerados los trozos más dispuestos a moverse, menos se verificará con cualesquiera otros.

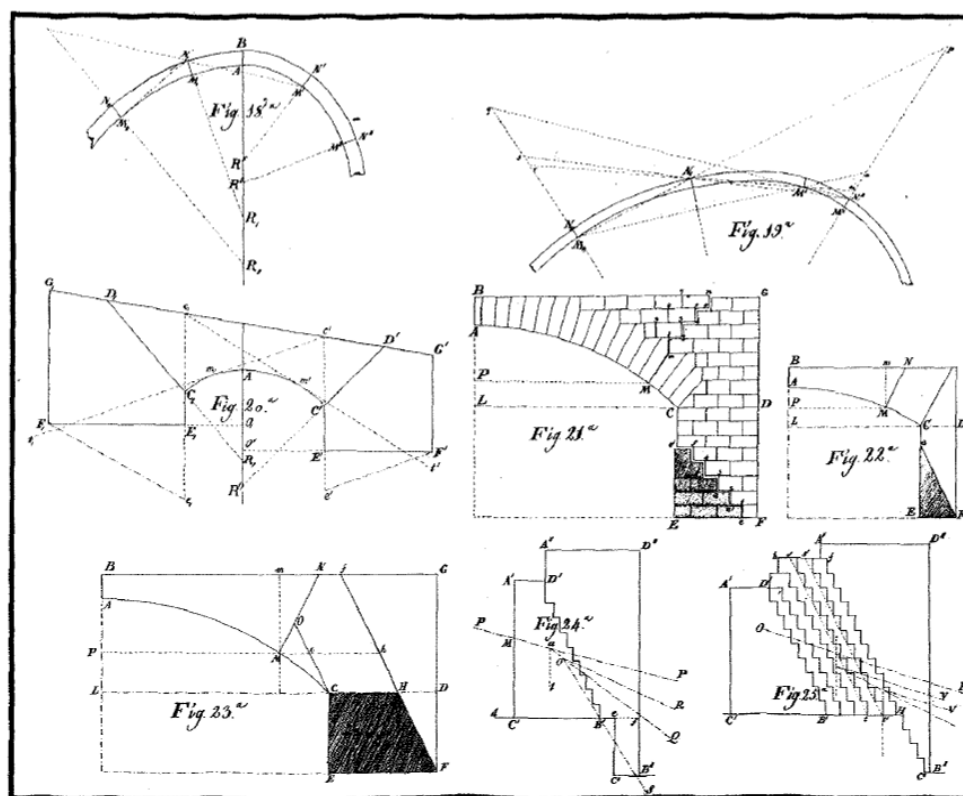


fig. 2.67. Lámina original del manuscrito de Joaquín Monasterio.

el tratamiento gráfico

El cálculo analítico de las líneas de empujes era ya considerado como metodología válida para el análisis pero era todavía demasiada “compleja” para ser utilizada como una herramienta habitual. Los métodos gráficos surgen de la búsqueda de un método de cálculo de líneas de empujes suficientemente claro y sencillo para su aplicación práctica. Los métodos gráficos propuestos por Méry, primero, y más tarde por Barlow, Snell y Scheffler, permitían obtener de forma semi-gráfica y con relativa facilidad una línea de empujes, pero no era fácil establecer relaciones entre distintas líneas de empujes, esto es, distintas situaciones de equilibrio.

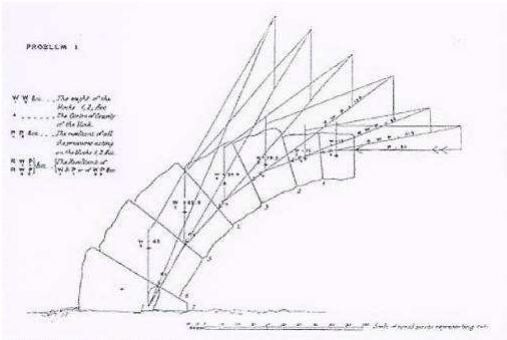
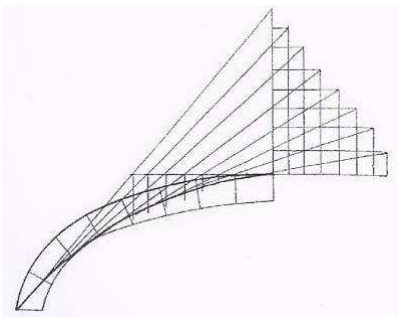
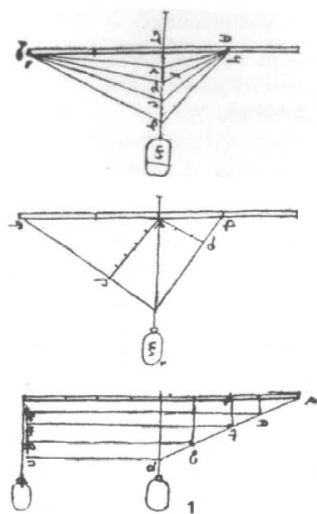


fig. 2.68.a Cálculo gráfico de la línea de empujes según el Método de Barlow basado en la constancia (para cargas verticales) de la componente horizontal del empuje. Publicado en su libro “On the existence (practically) of the line of equal horizontal thrust in arches” en el año 1846.

fig. 2.68.b. Cálculo gráfico de la línea de empujes según el Método de Snell, basado en el paralelogramo de fuerzas. Publicado en su libro “On the stability of arches” en el año 1846

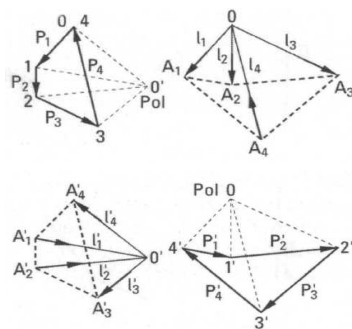


fig. 2.69.a|b. Comparación de las descomposiciones de fuerzas establecidas en los tratados de Leonardo da Vinci (Paralelogramo de Fuerzas) y las relaciones y reciprocidades entre los polígonos de fuerza y funiculares propuestos casi 400 años después por Culmann.

El gran avance se produjo con la aplicación de los polígonos funiculares y de fuerzas, y de sus propiedades proyectivas, a la determinación de las líneas de empujes. Esto simplificó extraordinariamente el proceso de obtención de líneas de empuje y, de hecho, popularizó la teoría del equilibrio de las bóvedas. El cálculo gráfico de líneas de empujes fue, a partir de los años 1870 la herramienta más usada por ingenieros y arquitectos.

El origen del cálculo gráfico de arcos se remonta a La Hire, como ya hemos avanzado, quien en 1695 aplicó el polígono funicular al estudiar la estabilidad del arco de dovelas. Durante todo el siglo XVIII predominó el cálculo analítico y hasta principios del XIX no se renueva el interés por los métodos gráficos (propuestas de Poncelet). En cuanto a la teoría de líneas de empujes, la identidad entre cálculo analítico y gráfico, el empleo de polígonos de fuerzas y funiculares, y todos sus consecuencias teóricas, fueron expresadas con todo rigor por Rankine en su “Manual de mecánica aplicada” (1856), pero su tratamiento teórico, original y muy matemático, hizo que sus contribuciones pasaran desapercibidas. Fue Culmann en su libro “La estática gráfica” (1866) quién desarrolló y popularizó los métodos gráficos de cálculo, entre ellos el de la línea de empujes. A este libro siguieron, hasta finales del siglo XIX, gran cantidad de tratados y libros de estática gráfica, y en todos ellos había un capítulo o varios dedicados al cálculo gráfico de arcos y bóvedas de fábrica, con sus correspondientes estribos, empleando la metodología de las líneas de empujes.

Persistía el problema de la indeterminación de la línea de empujes: ¿cuál de todas las líneas de empujes posibles es la real? Las ecuaciones de equilibrio no bastaban y la consiguiente indeterminación era vista por muchos ingenieros como un defecto de la teoría. En consecuencia, en la segunda mitad del siglo XIX numerosas contribuciones trataron de encontrar la posición de la “verdadera” línea de empujes. Scheffler adoptó el “Principio de Reacción Mínima” de Moseley, desarrollando una teoría que gozó de gran difusión. Culmann intentó también determinar su posición utilizando el “Pinzip der kleinsten Beanspruchung”, “principio de esfuerzo mínimo”, que establecía que todas las líneas posibles la verdadera era la que más se acercaba a la línea media del arco.

Wilhelm Ritter escribió entre 1888 y 1906 el libro técnico que puede ser el compendio de este tipo de análisis, desarrollado en cuatro volúmenes, “Aplicación de la Estática Gráfica”, siendo el primer tratado científico de normas verificadas en la práctica profesional. De este modo, la estática gráfica, sirvió al ingeniero en construcciones de manera total y lo transformo también en un diseñador de formas estructurales optimizadas. Se puede afirmar que se racionalizaron las tareas de diseño estructural, según premisas estéticas de cada época, tal como se observa en el siguiente gráfico (diseño de una grúa de metálica según Ritter) con determinación de las secciones adecuadas según las alturas analizadas, que expresa todo el espíritu de la revolución industrial a fines del siglo XIX.

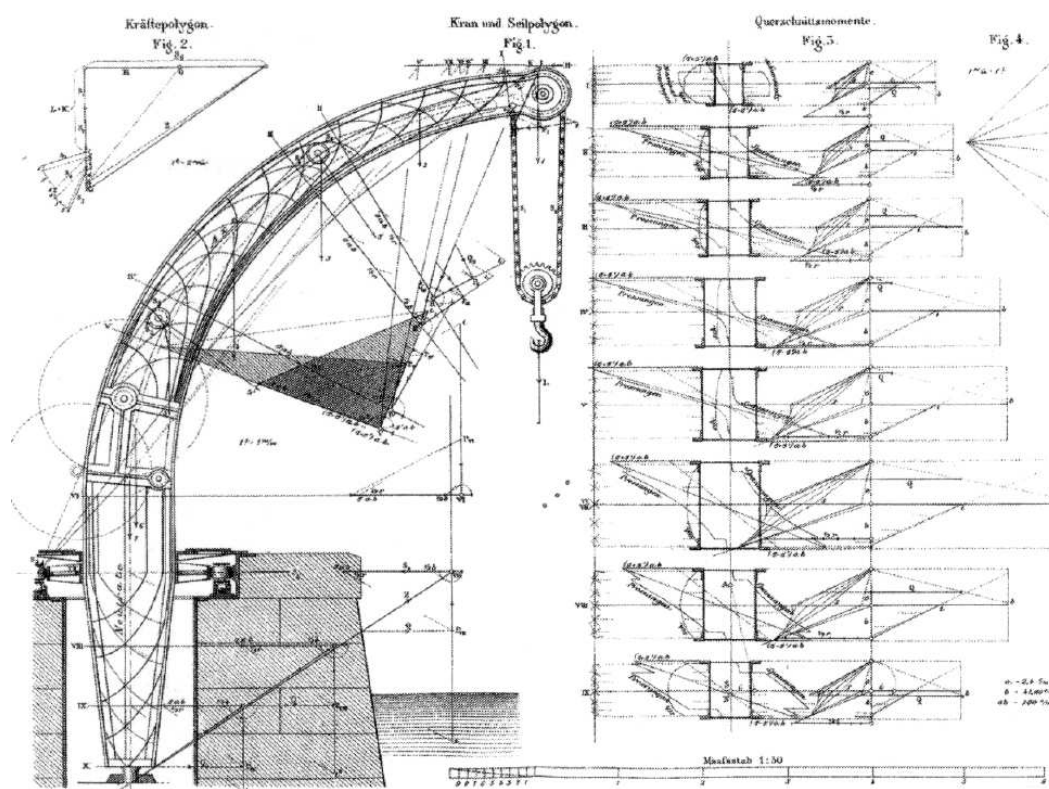


fig. 2.70. Diseño de una grúa de metálica según Ritter, con determinación de las secciones adecuadas según las alturas analizadas. "Aplicación de la Estática Gráfica". Wilhelm Ritter.

Otros ingenieros intuyeron el Teorema Fundamental del Análisis Límite (como ya lo hizo Gregory dos siglos antes) y afirmaban que bastaba con encontrar una línea de empujes contenida dentro del arco que cumpliera ciertas condiciones (por ejemplo, que estuviera contenida dentro del tercio central) para asegurar que el arco era estable. Rankine expresó este enunciado, sin demostración, y esta “regla” se convirtió en práctica habitual durante la segunda mitad del XIX y principios del XX. Rankine generalizó el “Principio de Semejanza” para arcos, contrafuertes y bóvedas, estableciendo que la seguridad permanecía no solo en escalados volumétricos sino también en aumentos de tamaño de solo dos dimensiones permaneciendo constante la tercera. Su demostración basada en el polígono funicular era aplicado como regla de diseño por escalado lateral para arcos de diverso tipo.

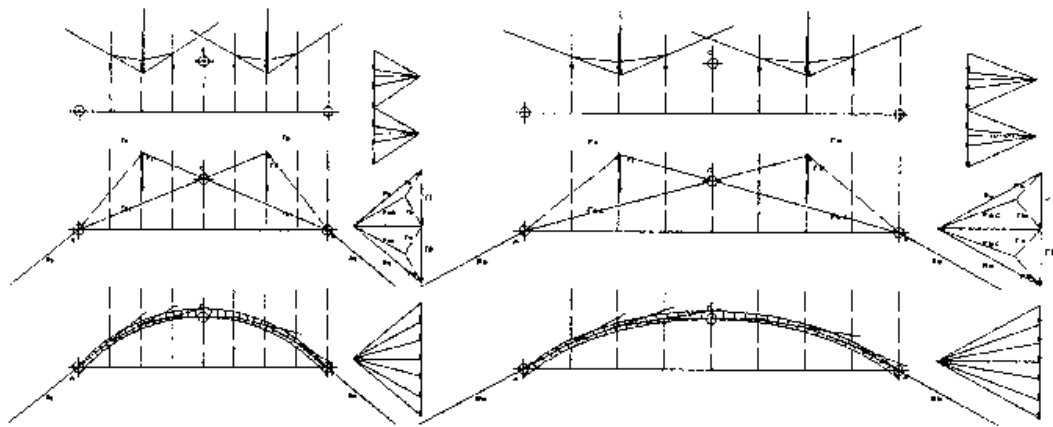


fig. 2.71. Demostración gráfica del Teorema planteado por Rankine sobre el “Principio de Semejanza”.

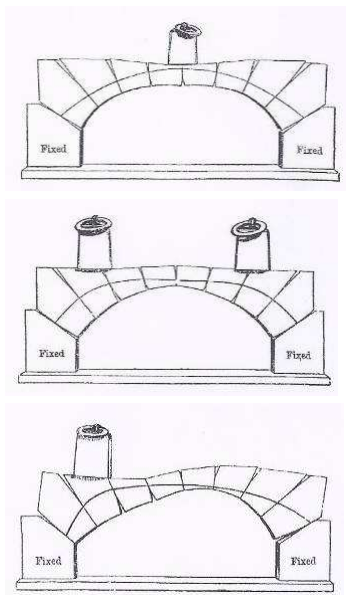


fig. 2.72. Modelo para estudiar la posición de la línea de empujes utilizado por Jenkin para la Enciclopedia Británica (1875-88).

Jenkin, en su artículo sobre puentes para la Enciclopedia Británica, intentó una demostración experimental sobre la base de un modelo con dovelas de juntas convexas. El modelo servía, además, para conocer visualmente la línea de empujes (el contacto, dada la convexidad, se produce en un punto, por donde necesariamente tiene que pasar el empuje).

Se intentaron también otras soluciones que podríamos llamar “*escapistas*”. La primera de ellas fue la de hacer coincidir la directriz del arco con una de las líneas de empujes producidas por la carga permanente. Este enfoque, desarrollado por primera vez por Yvon Villarceau y Hogen, tuvo gran aceptación, sobre todo en Alemania, donde Johann Wilhelm Schwedler desarrolló un procedimiento gráfico para obtener las correspondientes líneas de intradós, suponiendo un extradós horizontal.

A finales del siglo XIX, la elección de la curva de intradós en las grandes bóvedas se hacía habitualmente por este método.

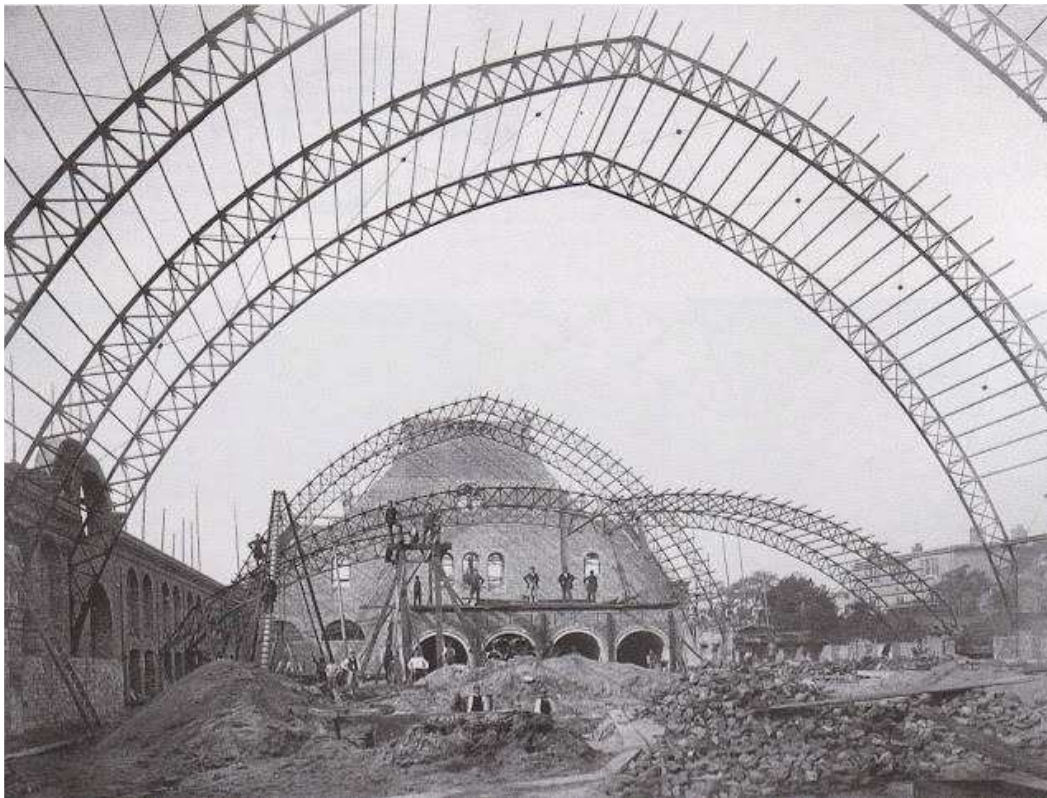


fig. 2.73. Estructura para la sede de la Imperial Continental Gas Association en Berlín. Johann Wilhelm Schwedler (1863)

la consideración elástica

Poncelet era consciente del problema y en 1852 en su revisión histórica de la teoría de arcos de fábrica adelanta una vía para eliminar la indefinición de la posición de la línea de empujes que consiste en aplicar la teoría elástica, esto es, considerar las propiedades elásticas del material y establecer condiciones de deformación. Ya en 1848 Bresse había desarrollado con todo detalle la teoría para el caso de arcos circulares de madera o hierro. Pero era complicado admitir las hipótesis simplificadoras inherentes al cálculo elástico para el caso de la fábrica, que exigía fijar exactamente las condiciones de contorno y las propiedades del material. Los arcos de fábrica se consideraban “*rígidos*”, aplicando en su análisis la teoría de las líneas de empujes. Ya en la década de los 1860 se realizaron algunos cálculos elásticos de arcos de fábrica, con todas las reservas que resultaba del desconocimiento de las propiedades ciertas del material (como por ejemplo los llevados a cabo por el ingeniero y arquitecto español Saavedra, 1860).

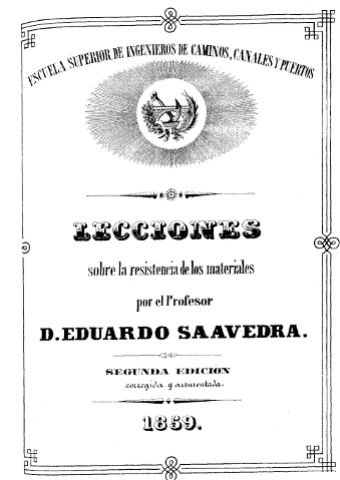


fig. 2.72. SAAVEDRA, Eduardo

“El estudio de la Resistencia de los Materiales tiene por objeto averiguar la magnitud e importancia de las deformaciones que han de sufrir los cuerpos sólidos cuando se distribuyen por su interior las fuerzas que actúan en sus caras o en su interior, deduciendo de este conocimiento las condiciones necesarias para que estas deformaciones no pasen de ciertos límites”.

“Lecciones sobre la Resistencia de los Materiales”.

Escuela Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid (1859).

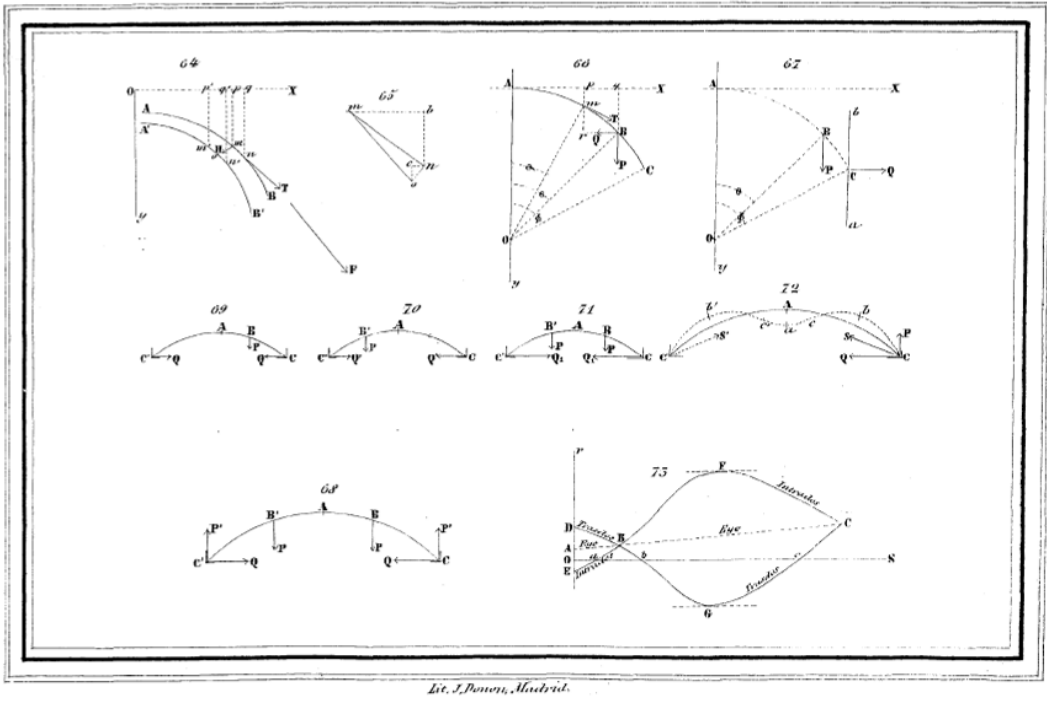


fig. 2.75. Lámina 34 que complementa la Lección 9ª. "Equilibrio y Resistencia de las Piezas Curvas". "Lecciones sobre la Resistencia de los Materiales". Eduardo Saavedra. Madrid (1859)

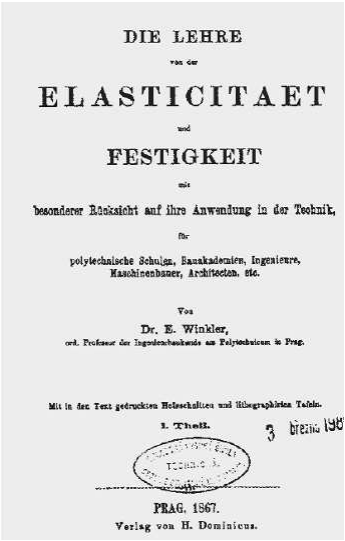


fig. 2.76. WINKLER, Emil
"Lehre von der Elasticität und Festigkeit".
Praga (1867).

Sería Winkler, como veremos en el siguiente capítulo, el primero en abordar con profundidad el enfoque elástico del cálculo de arcos de fábrica. Acepta, tras el estudio de todas las teorías de su tiempo, que el cálculo elástico era la mejor opción. Sin embargo añadió un extenso comentario sobre las perturbaciones o "störungen" que pueden afectar la posición de la línea de empujes. Éstas se debían principalmente a la deformación de la cimbra durante la construcción, el cedimiento de los estribos por la acción del empuje, el fraguado incompleto del mortero de las juntas, y el efecto de las variaciones de temperatura. Todas estas perturbaciones se traducían en agrietamientos y deformaciones del arco y Winkler era consciente de que afectarían notablemente a la posición de la línea de empujes.

Después de 1880 los ingenieros aceptaron la teoría elástica, y los esfuerzos se dirigieron a simplificar el pesado proceso de cálculo que implicaba. Para los ingenieros de finales de siglo XIX, que buscaban el estado real, único, de esfuerzos internos en la estructura, el cálculo elástico era la mejor opción. Y esto, a pesar de que los arcos de fábrica se agrietaban de modo visible durante la construcción y el descimbrado, y a pesar de que el material era irregular, anisótropo y discontinuo. Se denominó entonces al cálculo elástico de arcos "la moderna teoría de arcos" en oposición a la "antigua teoría de bóvedas".

La teoría elástica se aplica a estructuras hechas de un material elástico lineal (que obedece la ley de Hooke). El material se supone, además, continuo, homogéneo e isótropo. Las ecuaciones del material, juntos con las de compatibilidad y las de equilibrio, permiten hallar los esfuerzos internos en una estructura hiperestática. Conocidos estos esfuerzos, las fórmulas de la

resistencia de materiales permiten calcular las tensiones que, finalmente, se comparan con las tensiones de rotura obtenidas en los ensayos. El objetivo final del análisis es, pues, para un cierto sistema de cargas, hallar la distribución elástica de tensiones en la estructura en equilibrio con dichas cargas que respeta las condiciones de compatibilidad (de contorno, etc.) estipuladas, localizar los puntos en que estas se hacen máximas y comparar estas tensiones máximas con las de los ensayos de rotura. El requisito que se examina es el de “resistencia”.

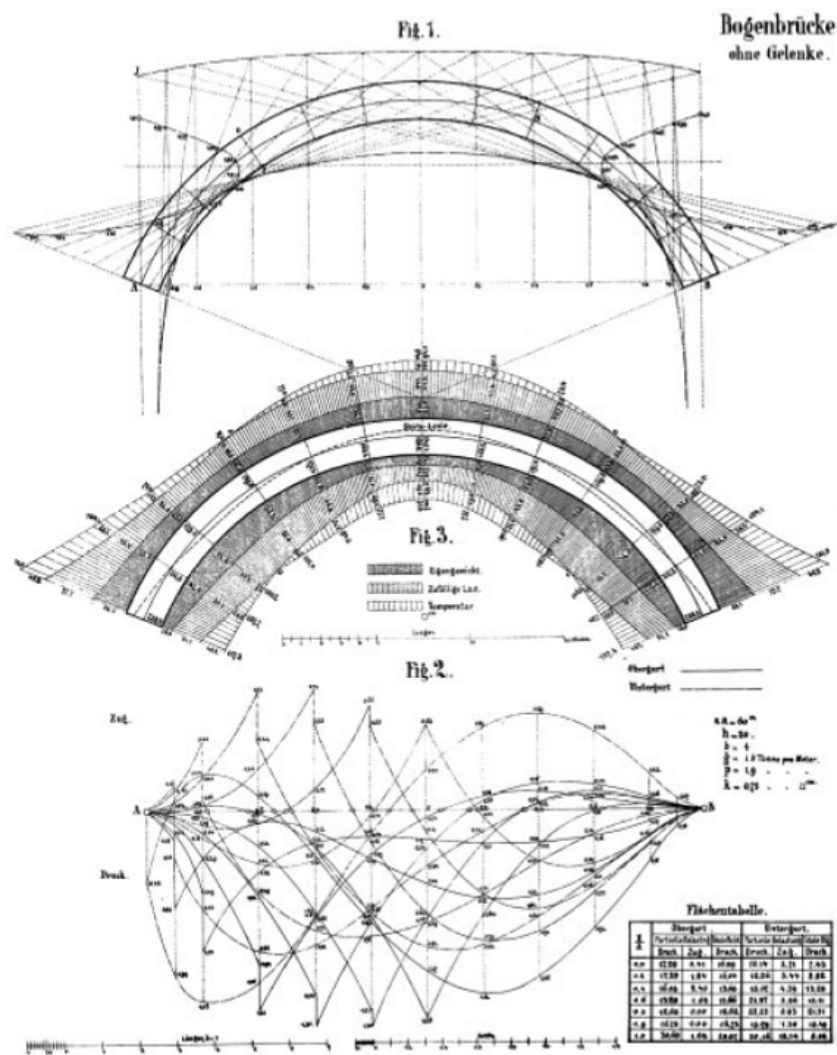


fig. 277. Análisis semi-gráfico de un arco con tres grados de indeterminación estática.
"Lehre von der Elasticität und Festigkeit". Emil WINKLER.

Como vemos, en la segunda mitad del siglo XIX dominaba el pensamiento estructural de la teoría elástica, y en este mundo aparece Rafael Guastavino Moreno. Aunque no era un teórico de las estructuras, las ideas principales de la teoría elástica tuvieron que influir en su pensamiento, mezclándose con otras ideas sobre la naturaleza de las estructuras tabicadas.

Como explicará después él mismo, la visita que realizó en 1871 al Monasterio de Piedra de los Muntadas lo enfrentó a la gran gruta natural, “¡de una sola pieza!”, formada por la erosión del agua del río Jalón, y le ayudó a comprender la filosofía de lo que luego llamaría “construcción cohesiva”.

Guastavino divide las construcciones de fábrica en dos grupos en función de su comportamiento mecánico:

Se pueden considerar dos tipos generales de construcción: la “construcción mecánica”, o construcción por gravedad, y la “construcción cohesiva”, o por asimilación.

GUASTAVINO MORENO, Rafael

“Essay on the theory and History of Cohesive Construction applied specially to the Timbrel Vault”.

Ticknor and Co. Boston (1892)

La primera arquitectura había sido la egipcia, que él denominaba de “gravedad”, porque los materiales (la piedra) actuaban en función de su peso. Esta arquitectura había alcanzado su máxima perfección en la época clásica griega. Después, los romanos inventaron una nueva arquitectura, que Guastavino llama “cohesiva”, porque los materiales (en este caso la argamasa) actuaban en función de su capacidad para mantenerse íntimamente unidos, como los conglomerados de la Naturaleza; pero el revestimiento exterior de esta arquitectura no era auténtico, porque se había copiado de los griegos, y esto la hacía imperfecta. Más tarde, la misma Roma, y después Bizancio y sobre todo el Islam, perfeccionaron notablemente la arquitectura cohesiva gracias al uso del ladrillo.

Pero entonces llegó el período decadente del Renacimiento y la arquitectura cohesiva ya nunca pudo alcanzar su momento clásico, como lo hiciera la arquitectura de gravedad en tiempo de los griegos. Llevar la arquitectura cohesiva a su momento clásico era, pues, el reto del tiempo.

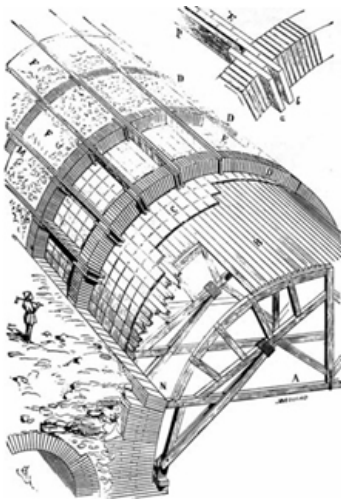


fig. 2.78. VIOLLET-LE-DUC

La bóveda romana interpretada. Proceso de cimbrado (1856).

Existen, por tanto, según el pensamiento de Guastavino, dos formas de arquitectura cohesiva, aquella que utiliza la argamasa u hormigón, romana anterior a Augusto, y la que utiliza el ladrillo y el cemento de calidad, también romana, pero posterior a Augusto. La cronología y la importancia de estos dos hechos se apoyaba en la por entonces reciente publicación *L'art de bâtir chez les romains*, de Auguste Choisy, que según Guastavino, venía a cubrir parte de las lagunas dejadas por Viollet le Duc.

En resumen, de los dos tipos de arquitectura cohesiva era precisamente la que empleaba el ladrillo la que había que continuar desarrollando. Y de las técnicas del ladrillo, las de la construcción tabicada, más bellas, más racionales, más ligeras, más resistentes y, en definitiva, más baratas.

La construcción tabicada es cohesiva, pero no es el único tipo de construcción cohesiva. Así, la construcción romana de hormigón es, evidentemente, cohesiva, pero Guastavino también considera cohesivas la bizantina e islámica de ladrillo y menciona la Edad Media como “la época en que se desarrolló verdaderamente el sistema cohesivo” (*Essay*, 29). La lista de edificios citados incluye algunos de los edificios más notables de diferentes épocas y estilos: las termas de Caracalla, Santa Sofía, la catedral de Zamora, Santa María del Fiore y el Baptisterio en

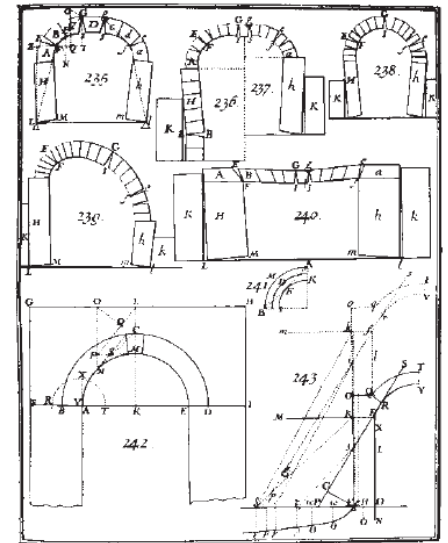
Florenia, San Pedro de Roma, Santa Genoveva de Paris, San Pablo de Londres, ... y dos cúpulas tabicadas valencianas, la de la Basílica de los Desamparados y la de los Escolapios. Apparently, cualquier edificio construido con un material que presente una buena adhesión con el mortero, ya sea hormigón romano, una fábrica de ladrillo o una bóveda tabicada, entra dentro de la construcción cohesiva.

Guastavino estaba fascinado por la posibilidad de construir edificios por "aglomeración" de pequeñas piezas, como la naturaleza hace al formar sus conglomerados y describe la fascinación que en este contexto le produce la contemplación de algunas formas naturales. Esta idea de que la construcción cohesiva (y la construcción tabicada es cohesiva) es una construcción "*natural*" y, par tanto, "*más racional, duradera y económica*", le vino como una revelación y fue la fuerza motriz que le impulsó en su trabajo durante toda su vida. Este carácter cohesivo no influye en el comportamiento esencial de las fábricas, pero los trabajos e investigaciones destinados a mejorar la cohesión se tradujeron en una perfección en la ejecución del sistema tabicado, como nunca antes se había conocido.

Pero necesitaba encontrar una teoría, una justificación conceptual de base "científica" que hiciese aceptable el sistema y el tiempo en que se desarrollaron sus propuestas parecían obligar a que ésta fuese fundamentada en conceptos elásticos.



fig. 2.79. Rafael Guastavino Moreno. Fotografía "demostrativa" durante la construcción de la Boston Public Library (1889).



METODOLOGÍA ANALÍTICA DEL SISTEMA

3

cálculo, cálculo, cálculo,...

*“El estudioso actual de las bóvedas de fábrica se enfrenta a una limitación seria:
nunca ha proyectado, construido o visto construir una.
Somos ignorantes, pues, tanto en la práctica como en la teoría.”*

HUERTA FERNÁNDEZ, Santiago.

“La Mecánica de las Bóvedas Tabicadas en su Contexto Histórico”
Instituto Juan de Herrera. Madrid (2001)

“El verdadero reto que ha de superar una estructura resulta de la necesidad de controlar de manera adecuada el tiempo que tardará en alcanzar su ruina”. Desde el mismo instante de su construcción comienza la cuenta atrás de un proceso en el que nuestra única intervención puede centrarse en ralentizar la velocidad con que se generan los mecanismos que arruinan la construcción. La variación en el tiempo, bien de las condiciones exteriores (contorno o acciones), bien de las capacidades de los materiales constitutivos (acciones interiores), se convierten en los factores que alimentan el proceso.

Si no existe esa variación de carga o de las propiedades del material, las estructuras permanecen en su estado de forma indefinida. Es ese valor de mutabilidad en el tiempo, lo que invalida los propios modelos y el hecho estático del objeto a analizar. Son siempre los principios de equilibrio, acción de la gravedad, capacidad de servicio de una estructura, entre otros, los únicos valores que deben de permanecer. Los métodos de análisis, o las normativas sólo son procedimientos temporales de ayuda al conocimiento y al control, reflejando en cada momento la cultura del momento, o ¿es que acaso los edificios del siglo XV se sostenían por causas distintas a las actuales?

MAS GUINDAL, Antonio J.

“La Concepción Estructural de la Fábrica en la Arquitectura”
Informes de la Construcción. Vol 56 . Nº 496. (2005)

Las leyes de la proporción, fundamentadas en las convencionales experiencias de prueba-error constituyen la herramienta de cálculo de la Arquitectura histórica. La “bella arte útil” vitrubiana no es más que el resultado de un sofisticado equilibrio entre forma y proporción adecuada al uso, avalada por la experimentación y muy alejada de las componentes de resistencia que comienzan a desarrollarse con el acercamiento de Galileo al concepto de tensión del material (Dos nuevas Ciencias, 1638). La relación entre la capacidad resistente de un material (tensión máxima resistida) y el peso propio (volumen/densidad) comienzan a establecer cuáles pueden llegar a ser los “*tamaños máximos compatibles con cada material*”.

Estos primeros conceptos de análisis de la resistencia, planteados por Galileo, fueron evolucionando hacia los deterministas estudios del siglo XIX en los que se asentó el análisis fundamentado en el establecimiento de los valores de “tensión” y “margen de seguridad”

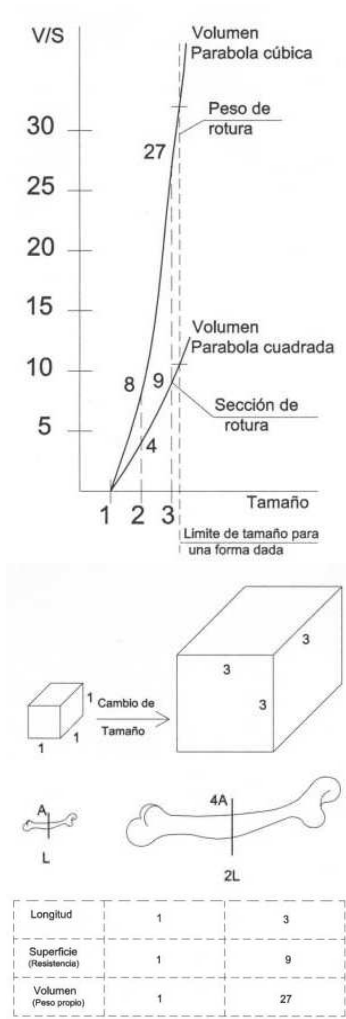


fig. 3.1. Las Magnitudes de Galileo: tamaño, peso propio y superficie resistente.

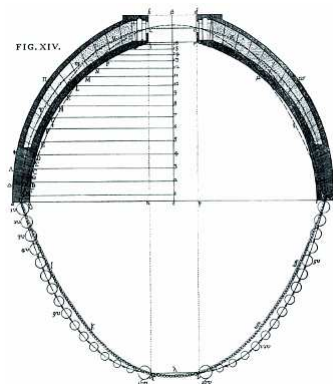
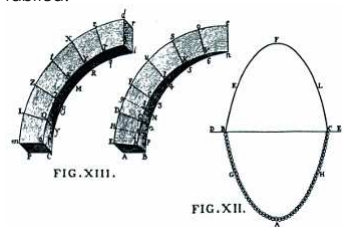


fig. 3.3. El "informe" de POLENI (1748) sobre las grietas presentes en la Cúpula de S. Pedro de Roma puede ser un buen compendio de los conocimientos sobre mecanismos de trabajo de los sistemas abovedados existentes hasta dicho momento. Su estudio se convierte en la base del "teorema de seguridad", en la condición de que la estabilidad de la cúpula sólo precisa que la resultante de los esfuerzos actúe en el interior de la fábrica.



Las grietas meridianas que habían dividido la cúpula en partes semejantes a gajos de naranja inducen un análisis bidimensional del sistema, con el análisis de un arco completo, formado por uno de estos gajos y su simétrico. Pudiendo demostrar que este arco, de espesor variable, disminuyendo hacia la clave, era "seguro", entonces se podía deducir que la cúpula, agrietada o no, era segura.

frente a los valores de tensión límite que presentaba el material. Esta función resulta especialmente sensible en los casos en los que la práctica totalidad de la tensión de trabajo se destina a soportar el peso propio del sistema, como resulta básicamente en los sistemas abovedados y cupuliformes de fábricas (pétreas).

Las simples ecuaciones de equilibrio no resultan suficientes para acometer la resolución de un sistema estructural de fábrica. El carácter estáticamente indeterminado que presentan hace que el "problema" no resulta resoluble. La construcción de un polígono funicular que "resuelva" un determinado sistema de cargas en el interior de un arco puede presentar infinitas soluciones, dependiendo del punto de inicio supuesto, siendo todas ellas posibles. La conformación material de la pieza, constituida por agregado de piezas de un determinado material unidas por el empleo de otro, determina un sistema con infinitos grados de libertad, por lo que su resolución exige adoptar determinadas bases de partidas previas.

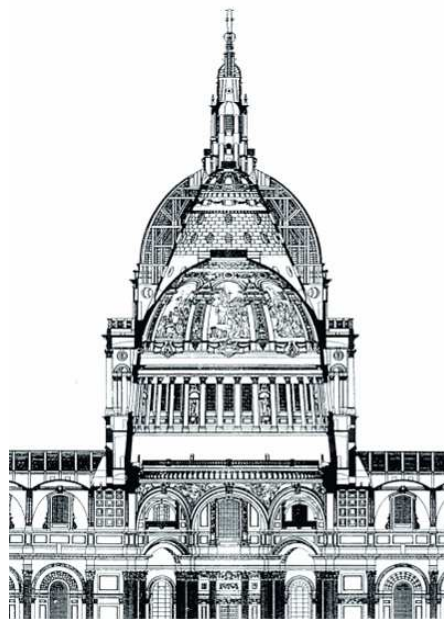


fig. 3.2. Sección transversal de la Cúpula de San Pablo de Londres, según proyecto final de C. Wren en 1705, siguiendo las teorías de R. Hooke.

Las teorías de la "cadena" de Hooke o el "hilo cargado" de La Hire y la configuración de una línea de distribución tienen un preclaro ejemplo en la propuesta de Christophen Wren para la Cúpula de la nueva Catedral de San Pablo (Londres), construida entre los años 1705 y 1708.

El concepto de cadena colgante o catenaria que Robert Hooke había desarrollado desde 1671, extendiendo el principio del arco bidimensional a la cúpula de revolución tridimensional se refleja claramente en el tambor interior de fábrica encargada de recibir el peso del linternón superior. Tanto su trazado, como la inclinación que presentan los elementos de apoyo inferior siguen la línea de la "cadena colgante", disimulándose en la parte inferior mediante la inclusión de columnatas circundantes.

Por tanto, si las condiciones de equilibrio no resultan suficientes debemos encontrar otras razones que nos ayuden en su análisis. Por ejemplo las condiciones de contorno, que nos determinan la continuidad necesaria del contacto entre piezas constituyentes, condición inherente a la continuidad de forma, contenida en determinados límites para que su estabilidad sea posible. La trabazón y el rozamiento entre elementos constituyen un mecanismo de trabajo "secundario" que puede llegar a impedir la constitución de un modelo de análisis acorde con la realidad, o incluso a desfigurar completamente los resultados. Resulta posible encontrar sistemas con mayor número de grietas de las que un modelo teórico podría contemplar y, sin embargo la estructura se mantiene en pie, no ha traspasado la barrera, no se ha convertido en un "mecanismo". La razón viene de la mano del rozamiento y la colaboración de las cargas pasivas que participan coaccionando los posibles movimientos y

favoreciendo la estabilidad del conjunto. Si no existe la posibilidad de generar movimientos admisibles que la conviertan en un mecanismo, la estructura no colapsará. Si estos posibles movimientos están impedidos, la estructura experimentará los cambios precisos para adoptar un nuevo sistema de respuesta diferente, una nueva configuración del polígono de presiones.

Las fisuras y grietas pueden ser la clara expresión de la búsqueda de un sistema propio de autosostenimiento, un tanto distinto del concebido inicialmente. El tipo estructural abordado se construye con una forma determinada, y aunque ésta pueda ser en términos globales “perfecta”, la existencia de imperfecciones parciales resulta normal en sistemas que requieren el acuerdo geométrico de un gran número de piezas. Los estados de fisuración no indican la ruina del sistema, sino que la estructura se ha readaptado para poder trabajar de una forma distinta a la prevista, pero compatible con las propiedades mecánicas de sus materiales y, claro está, estable.

Los criterios para considerar una estructura en correcto funcionamiento se articulan en base a las cualidades de resistencia, rigidez y estabilidad.

- **Resistencia** el arco no romperá ya que las tensiones son muy bajas en relación con las correspondientes a la rotura de la fábrica.
- **Rigidez** los movimientos o traslaciones serán tolerables (nunca flechas elásticas)
- **Estabilidad** nunca se formarán cuatro rótulas (mecanismo).

Estos criterios nos llevan a asumir tres supuestos fundamentales cuando nos enfrentamos al análisis de sistemas estructurales de fábrica.

- **Compresión** la tensión compatible con la fábrica es la compresión, no hay resistencia a tracción.
- **Tensión** las tensiones que se generan en la fábrica en movimiento resultan muy pequeñas en comparación con las capacidades máximas resistentes del material.
- **Deslizamiento** no resulta posible la rotura, corrimiento o deslizamiento parcial.

Para poder abordar el tratatamiento es posible asumir los conceptos de la *teoría elástica*, pero su fundamentación no resuelve las condiciones de rigidez de apoyo (condición de contorno), por lo que una bóveda estará siempre buscando su equilibrio en la pérdida de energía potencial, que puede deberse a diferentes causas, como podrían ser la deformabilidad del terreno o la propia deformabilidad (acortamiento o pandeo) de los elementos sustentantes.

La *teoría plástica* establece que si dos estructuras, aparentemente idénticas, con diferentes imperfecciones y diferentes estados de tensión inicial son cargadas de manera progresiva hasta el colapso, se encontrará la misma carga de colapso para ambas. Esta idea se opone a la condición de colapso dúctil. El cálculo se base en un hipotético valor de carga (incrementada por un factor), de tal manera que previo al posible colapso es posible generar un estado de equilibrio para el estado real de cargas de trabajo.



TORROJA MIRET, Eduardo (1899-1961)

Tres conceptos diferentes, aunque ligados entre sí, han de considerarse en toda la estructura, así como en cada uno de los elementos que, enlazados entre sí, forman aquella:

equilibrio, resistencia y estabilidad

Antes y por encima de cualquier cálculo está la idea moldeadora del material en forma resistente para cumplir su función.

Para acertar en la concepción y traza de las estructuras, y aún de las construcciones en general, es necesario meditar y conocer bien las causas profundas, la razón de ser de su mayor o menor aptitud resistente; y se trata de enfocar, ahora, la cuestión prescindiendo de todo lo accesorio y en especial de todo lo que representa un proceso o valor numérico; se trata de considerar el problema desde puntos de vista más generales y cualitativos

Porque es absurdo descender a la concreción cuantitativa sin la seguridad de tener encajado el conjunto en sus acertados dominios.

TORROJA MIRET, Eduardo

"Razón y ser de los Tipos Estructurales"
Textos Universitarios. CSIC

De alguna manera, el diseño de estructuras por métodos elásticos cree generar el estado de equilibrio, mientras que el diseño por métodos plásticos sabe que sólo ha generado un particular estado de los infinitos posibles de equilibrio. En este último caso el problema se reduce a encontrar un estado de equilibrio, en el que unas fuerzas internas estén en equilibrio con las cargas externas y, además, con todas las partes, se satisfacen los criterios de resistencia, situación en la que la estructura será estable.

La fábrica será una estructura mecánica (sistema nulo de fuerzas) materializada a base de agregados inertes (materiales de trabajo a monotensión), cuya única misión es pesar y mantener sus elementos comprimidos. Es el peso propio de los que está hecha, su disposición, y sus proporciones lo que deben ordenarse para su equilibrio.

Obsesionados por el número y el cálculo, proceso que lo soporta, los técnicos intentan explicar el funcionamiento de las estructuras desde los límites del proceso de cálculo, normativas al uso, y, pocas veces desde los principios fundamentales del equilibrio y sus límites. Es baladí el intento de aproximarse cada vez más al objeto real a través del modelo de una definición científica más aproximada del mismo.

MAS GUINDAL, Antonio J.

“La Concepción Estructural de la Fábrica en la Arquitectura”

Informes de la Construcción. Vol 56 . Nº 496.(2005)

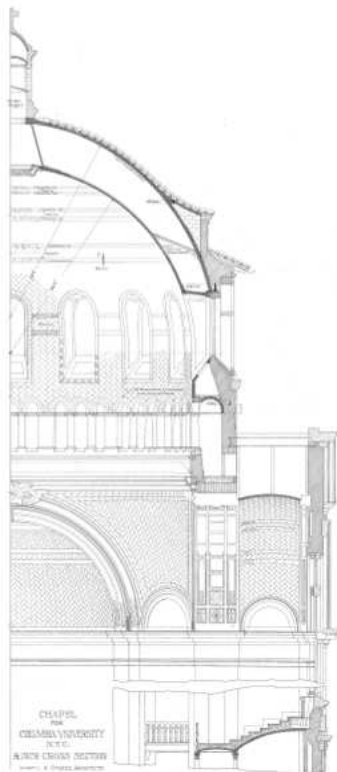


fig. 3.4. Avery Architectural and Fine Arts Library, Columbia University.

The Guastavino Fireproof Construction Company

la teoría elástica y la membrana

*“Si la pregunta del científico es qué quiero saber, la del técnico es qué quiero hacer.
La teoría, la práctica y la aplicación de la teoría a la práctica”*

RANKINE, John Macquorm.

“Manual of Applied Mechanics” (“Manual de Mecánica Aplicada”.1858)

Ya hemos visto como a finales del siglo XIX la Teoría de Estructuras se desarrollaba de la mano de los conceptos de elasticidad avanzados por los sucesivos trabajos de R. Hooke, L. Euler, C.A. Coulomb, T. Young, L. M. H. Navier, y particularizados con detalle por B. Saint-Venant, Clapeyron, Winkler o Mohr, encontrando en 1858 los primeros análisis de membrana, inicialmente propuestos por Rankine y plenamente aceptados por Castigliano.

La teoría elástica resulta aplicable a sistemas estructurales conformados por un material elástico lineal, es decir, que verifica la Ley de Hooke, siendo además continuo, homogéneo e isótropo. Las ecuaciones constitutivas del material, además de las de compatibilidad y las de equilibrio, permiten determinar los esfuerzos internos en una estructura hiperestática. A partir del conocimiento de estos valores de esfuerzos y mediante las formulaciones de la Resistencia de Materiales, es posible determinar las tensiones que, finalmente, se comparan con las tensiones de rotura (valores límite) caracterizados para cada material mediante los correspondientes ensayos de evaluación. De esta manera la sistemática de análisis se reduce a determinar, para un sistema de cargas, la distribución elástica de tensiones en el sistema en equilibrio con dichas cargas, de forma que se respeten las condiciones de compatibilidad y contorno establecidas, localizando los puntos en las que el valor de tensión resulta máximo, comparando estos valores con las tensiones máximas de caracterización del material. Por tanto se establece un análisis en condición de *verificación* del requisito de resistencia.

¿Es posible que estos requisitos compositivos del material y de su comportamiento puedan ser verificados por una bóveda tabicada?. Como cualquier otra obra de fábrica sus propiedades resultan del aporte de las propiedades parciales de sus materiales constituyentes, pero aún así el resultado final no puede ser la suma de las mejores propiedades que pueda aportar cada uno de ellos. Claro está que considerar a este material “composite” como material continuo, homogéneo e isótropo parece, cuando menos, irrealista.

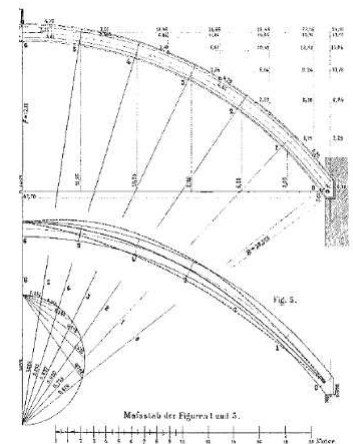
La fábrica es un material heterogéneo, con gran capacidad para resistir compresiones y muy baja capacidad para las tracciones y en el que la única condición de “conjunto unitario” deriva del rozamiento que se induce entre sus componentes, lo que en la mayor parte de los casos impide su deslizamiento. Por tanto los sistemas estructurales de fábrica han de resistir las cargas que se le impute mediante esfuerzos de compresión, de tal manera que éstos han de

Este nuevo enfoque estuvo encabezado por De La-Hire (finales s.XVII) y Couplet (1730). En estos primeros análisis se tratan tanto los aspectos teóricos como experimentales de la línea de presiones.

En 1697 se menciona la catenaria por primera vez como directriz óptima del arco (Gregory). Las teorías de Couplet son recogidas y ampliadas por Coulomb, pero no es hasta 1833, cuando Navier anuncia la regla del tercio central, obligando así a la línea de presiones a circular por el tercio central del arco, para evitar las tensiones de tracción.

Rankine (1898) fue el primero en darle una aplicación práctica, siendo Barlow y Fuller los encargados de desarrollar la parte gráfica de la línea de presiones.

En 1879 Castigliano abre una nueva vía para el análisis de los arcos de fábrica, dando entrada al análisis elástico vía planteamientos energéticos de mínima energía. Es en este momento, finales del XIX, cuando Castigliano realiza su famoso estudio del puente de Mosca (Turín), en el que, por primera vez, se analiza el comportamiento no lineal de la fábrica (adopta un criterio de resistencia nula tracción para la fábrica).



estar necesariamente contenidos en su interior, evitando así la aparición de las indeseadas tracciones.

La posible “*plasticidad*” que puede poseer una fábrica deriva del hecho de ser capaz de generar ciertas fisuras, como medio de respuesta frente a las variaciones en las condiciones de contorno. La fragilidad del material hace que no resulte necesario un excesivo aporte de energía para provocar la presencia de estas líneas de fractura. Por tanto, en cualquier estructura hiperestática de fábrica resulta imposible evitar la aparición de fisuras (o grietas), pues las pequeñas distorsiones debidas a movimientos de los apoyos, variaciones térmicas o simples defectos de construcción fácilmente provocarán estados de fisuración. La aparición de tracción o la variación de valor o posición de la existente derivará sin duda en la fisuración de la fábrica, condición que obviamente no sucede en el caso de elementos isostáticos en los que las tensiones de tracción se mantendrían constantes dada la capacidad de libertad de movimiento. Este es el comportamiento que provoca que las patologías presentes en las bóvedas tabicadas resulten sumamente similares a las de piedra, entendiendo que ambas son “*fábricas*”.

La capacidad a tracción de la fábrica, aunque mínima, existe, lo que permite una cierta resistencia a flexión. Pero su reducida capacidad provoca que el valor de las posibles cargas imputadas que lleguen a determinar fenómenos de tracción deba de ser mínimo. La posibilidad de soportar cargas superiores a éstas debe de buscarse en otros mecanismos resistentes, como pueden llegar a ser ciertas disposiciones constructivas, tales como los tabiques transversales o la presencia de masas de relleno en el intradós, o bien en el adecuado empleo de tirantes, anillos o zunchos capaces de acotar esta tracción. Conjuntamente con éstos, las actuaciones específicas tales como los regruesamientos, las bóvedas de contrarresto, los arbotantes o los moldurados y pesadas esculturas tradicionales, constituyen el segundo sistema de control: o bien se genera una vía de escape de los empujes cuando estos surgen, o bien se generan cargas adicionales que provoquen que los empujes siempre estén contenidos en la propia fábrica.

En el particular caso de las bóvedas tabicadas resulta necesario establecer que este fenómeno de fisuración en condiciones de trabajo también se puede producir en la interfase entre hojas o gruesos, provocando un efecto de “*deslaminación*” que determina la pérdida de capacidad portante del sistema, de tal manera que en comparación con cualquier otro sistema de fábrica, su resistencia a compresión, lejos de estar en la ideal condición de “*resistencia a compresión infinita*”, se encuentra parcialmente limitada.

Si esta más que posible fisuración que acompaña a las fábricas es determinante para su capacidad resistente, en cuanto a tensiones soportadas, también resulta un fenómeno importante frente a la capacidad de deslizamiento relativo de las piezas constituyentes. Si además tenemos en cuenta que la única fuerza capaz de mantener la integridad entre las piezas reside en el material de agarre (mortero) y que las propiedades de este material de adherencia pueden variar en el tiempo, no parece que la fábrica puede ser considerada como material perfectamente “*elástico*”.

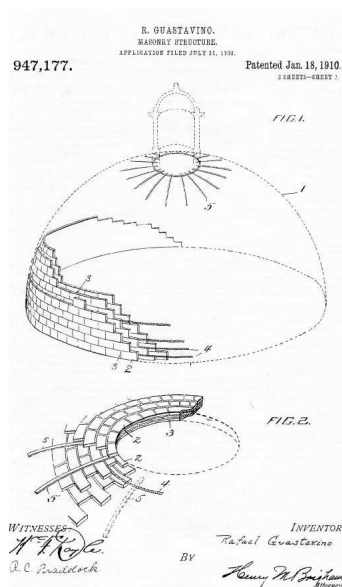


fig. 3.5. Patente de R. GUASTAVINO en la que se dispone armado de refuerzo en la fábrica para dotarla de cierta capacidad a tracción.

Resulta evidente el conocimiento de la existencia de las grietas meridianas y los mecanismos de control que trata de introducir.

la teoría cohesiva de Rafael Guastavino Moreno

Las consideraciones de análisis elástico de las bóvedas tabicadas han tenido un cierto desarrollo a partir de finales del siglo XVIII (podemos recordar especialmente las consideraciones tenidas en cuenta por d'Espie en su tratado *"Maniere de rendre toutes sortes d'edifices incombustibles"*, publicado en 1754). Admitir que el mecanismo de trabajo de una bóveda tabicada difiere en gran medida con los mecanismos referidos a otras bóvedas de fábrica, se fundamenta en una errónea consideración de que a diferencia de éstas, las primeras *"no provocan empujes contra los muros"*. Esta ausencia de empujes debe de resultar del carácter *"monolítico"* que el sistema constructivo le confiere. La capacidad del mortero y sus propiedades de adherencia generan un único cuerpo sólido en el que no resulta posible la aparición de las grietas meridianas habituales en las bóvedas de fábrica, por tanto, no se pueden producir empujes.

La consideración de *"monolitismo"* del sistema parece ser asumida de manera general hasta bien entrado el siglo XIX, con tratados tales como los de Fornés, de 1841 y su revisión de 1857, en las que todavía se asume que la existencia de empujes en este tipo de bóvedas resulta de tan escasa importancia (función de su reducido peso), que es posible considerar:

"cubierta la obra y paredes enjutas, su fábrica se reduce a un cuerpo sólido, igual, por ejemplo, a una cobertera de puchero, sin más empuje que el de su peso".

Claro está que esta condición no resulta posible en el trabajo de la bóveda tabicada y Rafael Guastavino Moreno con su *"Essay on the Theory and History of Coesive Construction applied specially to the timbrel vault"* (1892) fue capaz de reconducir esta idea. Aún considerando el carácter *"cohesivo"* de la construcción, plantea un análisis de trabajo desarrollada en la determinación de un cálculo de equilibrio, por el que obtiene un valor del empuje, para posteriormente pasar a una comprobación de las condiciones resistentes, determinando el sistema de contrarresto, mediante estribos de fábrica o mediante algún sistema de atirantado con secciones de acero.

Obviamente para poder establecer condiciones de análisis elástico a un sistema como el que nos ocupa era preciso acotar algunas reservas, aunque éstas fuesen meramente conceptuales y, en cierta medida, contradictorias. Pero en un mundo *"moderno"* era preciso dotar a la concepción y análisis de las bóvedas de una carga numérica justificativa que avalara adecuadamente la componente técnico-científica de su uso.

Todo este proceso de *"vestimenta"* de las obras de bóvedas tabicadas parte de dos bases conceptuales un tanto opuestas: por un lado la tradición constructiva que posee el aval de la experimentación en el tiempo y, por otra, la necesidad de adoptar los nuevos conceptos sobre mecánica y resistencia de materiales que aún carecen de la suficiente carga experimental que permita extrapolar sus resultados a cada uno de los sistemas y materiales.

Rafael Guastavino se debate entre ambos fundamentos, llegando a concebir una *"creíble"* metodología de análisis avalada por el empleo de ciertos conceptos numéricos y,



GUASTAVINO MORENO, Rafael
(1842-1908)

*No es posible explicar los procesos prácticos,
o tener convicciones, sin algún fundamento
racional.*

*Estas razones forman la teoría científica que
me vi obligado a elaborar para poder tener
convicciones y, también, para poder tener
alguna garantía de que mis obreros podían
trabajar con seguridad.*

*"Essay on the Theory and History of
Coesive Construction applied specially to
the timbrel vault"*

Kessinger Publishing .(2010)

especialmente por la confirmación de sus supuestos que constituyen las innumerables obras realizadas. Curiosamente el proceso seguido fue el inverso al que hoy consideraríamos como más adecuado: primero realizó las construcciones, después concibió las experimentaciones que le pudieran acercar al conocimiento de las propiedades del material y, finalmente, trató de elaborar algunas formulaciones matemáticas que las avalara.

Realicé el primer experimento sobre mi mismo, de la misma forma que un médico prueba su propia medicina. Llevé a cabo mis ideas edificando una casa de cuatro plantas, sin emplear prácticamente vigas, todo construido de ladrillo y cemento.

Pero todo este trabajo fue empírico. No había una justificación técnica y, ¿cómo podría haberla tenido?. El espesor de las bóvedas se calculó por intuición, de la misma forma que un buen herrero elige el tamaño de las piezas que usa o que un buen marinero elige el grosor de una cuerda.

Para poder establecer un cierto criterio distintivo de la obra de fábrica de las bóvedas tabicadas resultaba necesario establecer inicialmente sus características diferenciales frente a los otros sistemas constructivos de las bóvedas de fábrica tradicionales (dovelas). Surge así el concepto de “construcción cohesiva”.

Se pueden considerar dos tipos generales de construcción: la construcción mecánica o construcción por gravedad, y la construcción cohesiva, o por asimilación.

La primera se basa en la resistencia de cualquier sólido a la acción de la gravedad cuando es contrarrestado por otro sólido. De este conjunto de fuerzas, más o menos opuestas entre sí, resulta el equilibrio de la masa total, sin tener en cuenta el poder cohesivo del material existente entre los sólidos.

La segunda tiene por fundamento las propiedades de cohesión y asimilación de distintos materiales que, por una transformación más o menos rápida, imitan el proceso de formación de conglomerantes en la Naturaleza.

Podemos dar otra definición más precisa y extensa para ambos sistemas, estableciendo que el primer sistema, o mecánico, es aquel en el que todos los elementos pueden separarse uno a uno y después recomponerse de la misma forma o similar. A este tipo pertenecen las pirámides de Egipto y los templos griegos, etc. En la construcción cohesiva, por el contrario, no se pueden separar los componentes sin destruir la masa en su integridad.

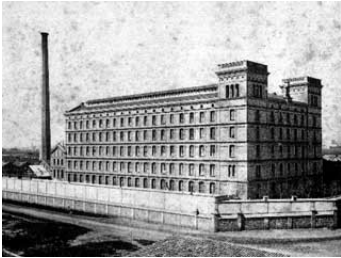


fig. 3.7. Fábrica de Batlló y Batlló Barcelona (1869).

GUASTAVINO MORENO, Rafael

Este complejo de la industria textil barcelonesa constituye la mayor “experiencia” de Rafael Guastavino en España.

El valor de la obra se ha puesto recientemente en relieve, al ser destinada a albergar la Sede del Museo de Arquitectura y Urbanismo.

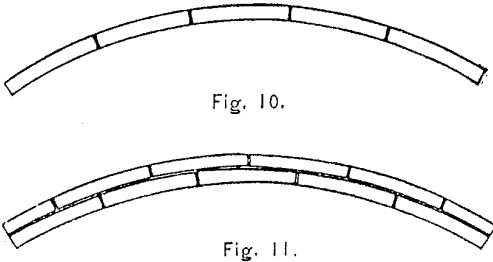


fig. 3.6. Condiciones de trabajo de un arco tabicado de una sola hoja y de un arco doblado.

Utiliza estas dos imágenes para diferenciar ambos sistemas constructivos. En el caso de arco constituido por una sola hoja existen juntas entre las rasillas, de tal manera que éstas funcionan como dovelas, por lo que se trata de un arco de construcción mecánica o por gravedad. Cuando doblamos esta hoja única, interponiendo una capa de mortero, disponiendo las rasillas con juntas encontradas, generamos un nuevo sistema, en el que el arco pasa a funcionar como construcción cohesivo y, por tanto, con cierta capacidad para resistir esfuerzos de flexión. La idea de monolitismo conseguido se asocia a la radical disminución del número de juntas, asumiendo que *“es evidente que si fuéramos capaces de construir un arco sin juntas, sería lo mejor, ya que no sufriría asentos. Puesto que sabemos que el arco sin juntas es el mejor, será preferible el arco que tenga menos juntas”*.

La idea de caracterizar el funcionamiento de la bóveda tabicada como una unidad natural, en esa idea de construcción cohesiva, derivó en importantes estudios y experimentaciones sobre la manera en que se podrían perfeccionar los materiales y técnicas de trabajo capaces de mejorar el comportamiento unitario deseado. La calidad de los materiales, la homogeneidad dimensional de las rasillas empleadas, su adecuada porosidad para mejorar la adherencia con el mortero, ... deben de ser objeto de control. El mortero debe de poseer un fraguado rápido y, además hidráulico, por tanto el yeso puede ser empleado únicamente en la primera vuelta, aprovechando la rapidez de fraguado, pero no resulta adecuado para el resto de gruesos dada la pérdida de resistencia que experimenta en contacto con el agua. Aparece el uso de los morteros de cemento Portland.

Con todas estas bases es capaz de articular un discurso sobre el mecanismo de trabajo de un arco (bóveda) que *“no trabaja como un arco de dovelas, sino como un arco de simple fundición que trabaja como una pieza maciza arqueada de piedra o hierro”*, construcción cohesiva fundamentada en tres razones:

- Las juntas verticales quedan protegidas del posible agrietamiento por el doblado con juntas encontradas.
- Se reduce el número de juntas verticales (frente a un arco adovelado).
- Tiene capacidad para resistir momentos flectores.

Con estas consideraciones establece que es posible determinar el valor del empuje (caso de bóvedas de cañón o cúpulas) en condiciones de carga uniformemente repartida con la siguiente expresión:

$$T \cdot C = \frac{L \cdot S}{8 \cdot r}$$

en donde:

- T* representa el área de la sección transversal en el medio del arco, por unidad de longitud
- C* resistencia a compresión (tensión de rotura a compresión).
- L* carga total uniformemente distribuida, incluido el peso propio de la fábrica.
- S* luz del arco o bóveda.
- r* flecha del arco o bóveda.

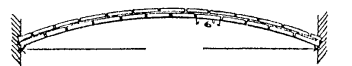
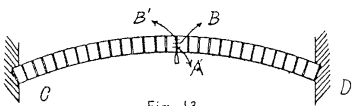


fig. 3.8. Comparación de los
agrietamientos concurrentes en un arco
 escarzano.
Arco de dovelas y arco tabicado.

Si el arco es de dovelas, entonces se forma una grieta en la clave y este baja. Este movimiento pondría en peligro el arco y, además, perjudica el proceso de fraguado del mortero.

El arco tabicado podría evitar la aparición de la grieta, puesto que es capaz de resistir flexiones por la capacidad de resistir tracciones que aporta el matado de las juntas.

GUASTAVINO MORENO, Rafael

“Essay on the Theory and History of Coesive Construction applied specially to the timbrel vault”

Kessinger Publishing (2010)

Con esta expresión es posible determinar el espesor del arco o bóveda en su clave, sin más que conocer las relaciones geométricas de luz y flecha, las razones de carga resultantes y las propiedades resistentes del material (tensión de rotura a compresión).

Por tanto resulta preciso conocer cuáles pueden ser estas propiedades del material, para lo que es imprescindible acometer ensayos de caracterización a partir de los cuales obtener resultados suficientemente seguros. De estos ensayos Guastavino extrae valores de tensiones de rotura a compresión, tracción, cortante y flexión, lo que le permite verificar la condición de seguridad de sus bóvedas por comparación con las tensiones de trabajo resultante en cada caso (conceptos de resistencia de Navier en la que se olvidan las constantes elásticas de módulos de deformación).

El preciso factor de seguridad se introduce mediante la consideración de una tensión de trabajo que no supere en ningún caso el 10% de la tensión de rotura (1/10), aunque asume que en determinados casos este factor podría llegar a 1/4, ya que “en las fábricas, también en las tabicadas, el criterio que decide el proyecto de la estructura no es de resistencia, sino de estabilidad”.

Determinado el espesor del arco (bóveda) en la clave genera la línea del extradós a partir de un tratamiento gráfico, derivado de la fórmula de Dejardin, lo que le permite establecer el nuevo espesor necesario en los arranques, dado el mayor esfuerzo que allí se produce. El espesor varía a partir de la clave en función del inverso del coseno del ángulo que fija la posición del punto O.

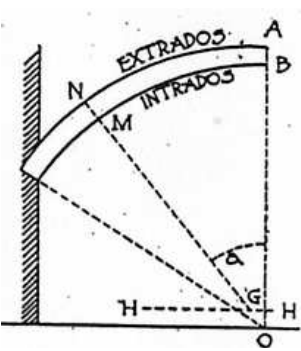


fig. 3.10. Prueba de carga realizada para obtener valores caracterizadores de la fábrica (tensiones de rotura).

Los ensayos trataban de evaluar simplemente los valores correspondientes a tensiones de rotura a compresión, tracción, cortante y flexión.

Los resultados, publicados en su Essay se asumen como suficientemente seguros, ofertando estos valores correspondientes.

Compresión	14,6 N/mm ²
Tracción	2,00 N/mm ²
Cortante	0,90 N/mm ²



$$V = X \cdot \frac{e}{\cos a}$$

En donde:

- X es el radio del intradós (OM).
- e es el espesor en el centro (AB).
- a ángulo que cada sección forma con la vertical (OA).

fig. 3.9. Determinación del espesor de la bóveda en cada punto.

Determinando que el área de la sección transversal (T) siempre resulta del cómputo del espesor (e) por una distancia de módulo 12 (válido para unidades del sistema anglosajón en donde 1 ft. = 12 in.), las expresiones se pueden establecer de la siguiente manera:

$$T = 12 \cdot e \qquad e = \frac{L \cdot S}{8 \cdot r \cdot 12 \cdot C}$$

resultando el espesor en la base:

$$\frac{L \cdot S}{8 \cdot r \cdot 12 \cdot C} + (V - (X + BA))$$

Acompaña además la idea de que estas expresiones resultan igualmente válidas para el caso de una carga puntual en el centro del arco, sin más que sustituir el valor “8” por “4”.

La condición de “equilibrio” parecía necesitar de la verificación de sus propuestas en base a las condiciones de análisis elástico al uso, así que fue preciso acompañar estas simples formulaciones de un documento justificativo en el que poder fundamentar la posibilidad de realizar un análisis elástico de este sistema. G. Lanza, profesor de Mecánica Aplicada del MIT recibió el encargo de realizar una tabla para el cálculo elástico de las tensiones resultantes en arcos tabicados, limitando su flecha a una razón única de 1/10 de la luz, teniendo en cuenta el esfuerzo normal y el momento flector.

TABLE OF THEORETICAL STRESSES FOR ARCHES 10% RISE
WITH UNIFORM LOAD (W) PER SQ. FT.

Span in Feet.	Rise in Inches.	Thickness in Inches.	Area of Sec. 12 in. wide.	I of Section, 12 inches wide.	Bending-moment at crown. Inch pounds = W X	Stress due to bending-moment = W X	Thrust at crown = W X	Stress due to thrust at crown = W X	Thrust at springing = W X	Stress due to thrust at springing = W X	Maximum stress at crown = W X
5	6	2	24	8	.540	.0675	6.16	.25667	6.673	.278	.32417
5	6	3	36	27	.540	.03	6.16	.17111	6.673	.18536	.20111
6	7.2	3	36	27	.7776	.0432	7.392	.20533	8.008	.2227	.24853
7	8.4	3	36	27	1.0854	.0588	8.624	.23956	9.3425	.2595	.28336
8	9.6	3	36	27	1.3824	.0768	9.856	.27378	10.677	.2968	.34458
9	10.8	3	36	27	1.7496	.09719	11.088	.30800	12.013	.3372	.40518
10	12.0	3	36	27	2.16	.12	12.320	.34222	13.346	.3707	.46222
11	13.2	3	36	27	2.6136	.1452	13.552	.37644	14.598	.4055	.52164
12	14.4	3	36	27	3.1104	.1728	14.784	.41067	16.016	.4449	.58347
12	1.44	4	48	64	3.1104	.0972	14.784	.308	16.016	.3337	.4052
13	1.56	4	48	64	3.6504	.1140	16.016	.33367	17.351	.3615	.44767
14	16.8	4	48	64	4.2336	.1323	17.248	.35933	18.685	.3768	.49163
15	18.0	4	48	64	4.860	.15187	18.480	.38500	20.02	.4171	.53687
16	19.2	4	48	64	5.5296	.1728	19.712	.41067	21.355	.4449	.58347
16	19.2	5	60	125	5.5296	.1106	19.712	.32853	21.355	.3559	.43913
17	20.4	5	60	125	6.424	.1285	20.944	.34907	22.689	.3781	.47757
18	21.6	5	60	125	6.9884	.13977	22.170	.36960	24.024	.4004	.50937
19	22.8	5	60	125	7.7976	.15505	23.408	.39013	25.359	.4225	.54608
20	24.0	5	60	125	8.64	.1728	24.64	.41067	26.693	.4449	.58347
20	24.0	6	72	216	8.64	.12	24.64	.34222	26.693	.3707	.46222
21	25.2	6	72	216	9.5256	.1323	25.872	.35933	28.028	.3893	.49163
22	26.4	6	72	216	10.4544	.1452	27.104	.37644	29.363	.4079	.52164
23	27.6	6	72	216	11.4264	.1587	28.336	.39355	30.697	.4263	.55225
24	28.8	6	72	216	12.4416	.1728	29.568	.41067	32.932	.4449	.58347

To obtain bending-moments, stresses, and thrusts in the last seven columns, multiply the figures in column by load per square foot, including the weight of material.

El traslado del análisis correspondiente a bóvedas a una nueva geometría como la cúpula resulta inmediato. Trata de comparar las áreas de una esfera y un semicilindro de la misma directriz, desarrollados en planta. A partir de determinadas fracciones resultado del corte del cilindro es posible construir una cúpula poligonal, muy semejante a la semiesfera perfecta de la forma cupular. Por tanto podemos suponer que el peso de la cúpula resultará la mitad que el de la bóveda de cañón correspondiente de la que se puede deducir su forma, de tal manera que el empuje resultante será exactamente la mitad. Ciertamente el peso resultará diferente, como diferente será la posición de sus centros de gravedad, pero en cualquier caso el resultado de esta errónea suposición está del lado de la seguridad, en tanto que con configuraciones habituales el empuje resultante en la cúpula será muy inferior al de la bóveda de cañón “asimilada”.

(60) Take for example an arch with a 15 ft. span, and a 10% rise, that must support 250 lbs. per square foot, including material† and distributing load.

$S = 15$ feet.

$r = 1\frac{1}{8}$ feet.

$C = 2,060$ lbs. per sq. in.

$L = 250$ lbs. $\times 15 = 3,750$ lbs.

As the load is distributed,

$$TC = \frac{3,750 \times 15}{8 \times 1.5} = 4,687.5, \text{ and } \frac{4,687.5}{2,060} = 2.275$$

But we are working at 10% breaking load and $T = 22.75''$ (twenty-two $\frac{1}{4}$ superficial inches), or an area $12'' \times 1.9''$ or $1\frac{1}{2}$ tiles; two courses will be used, making $2'' \times 12'' = 24$ square inches.

But with this we have only the thickness necessary in the middle of the arch.

(61) To find the thickness for the spring, we shall have to determine the extrados $N' A'$ (Fig. 20) by the graphic method devised in the formula of Dejaridin, or by the formula (4); we

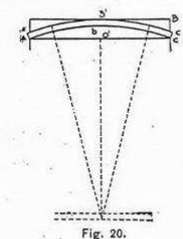


Fig. 20.

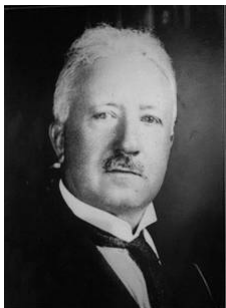
thus find that T in the spring is about $12'' \times 2.26''$ or, 3 courses, inside of $12'' \times 1.9''$ and $12'' \times 2.26''$ or, 3 courses, or, 3 inches, must be adopted in order to increase the resistance to bending moment * in the haunches of the arch.

fig. 3.11. Ejemplo desarrollado del análisis del espesor ideal de una bóveda.

GUASTAVINO MORENO, Rafael

"Essay on the Theory and History of Coesive Construction applied specially to the timber vault"

Kessinger Publishing (2010)

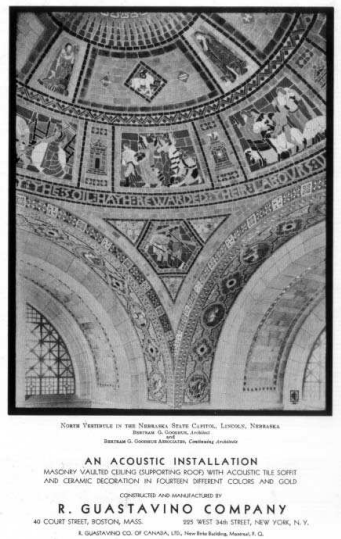


GUASTAVINO EXPÓSITO, Rafael
(1872-1950)

Vivió y aún permanece, bajo la sombra de la figura de su padre, aunque su labor en el campo de la investigación y análisis de la mecánica de trabajo de las bóvedas tabicadas resulta muy superior a la de su progenitor.

Fue el primero en aplicar de manera sistemática la teoría de la membrana para determinar los esfuerzos internos en las bóvedas tabicadas y en particular en las cúpulas.

Sus trabajos no se circunscriben al ámbito del análisis estructural, sino que desarrolla un gran trabajo estudiando diferentes posibilidades y propiedades del sistema.

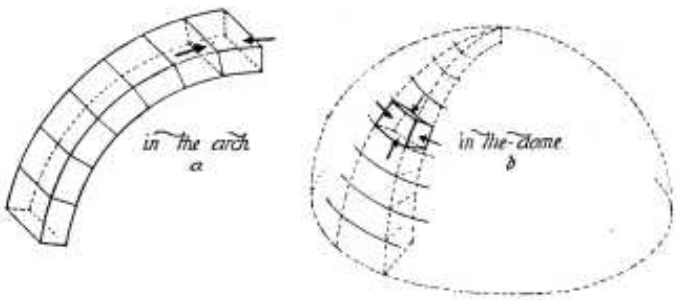


Aunque esta concepción del análisis se encuentra lejana de los preceptos fundamentales que han de regir un análisis elástico, resulta sorprendente la genialidad demostrada por R. Guastavino, capaz de aunar bajo un mismo documento razones de análisis geométrico (equilibrio) revestidas de una “veracidad” de comportamiento elástico del material. Lo conocido, la práctica, se asumía como válido en base a las experiencias positivas ejecutadas, y lo desconocido trataba de adecuarse al diseño de las bóvedas y cúpulas, introduciendo elementos de contrarresto, tirantes o anillos, y tabiques y zonas de relleno en aquellas zonas en las que resultaba “previsible” la aparición de tracciones. Líneas de escape de los esfuerzos indeseados fuera de la bóveda o anillos en el caso de las cúpulas, que permitieran anular o variar la dirección de los esfuerzos.

Rafael Guastavino Expósito y el concepto de membrana

La teoría del análisis de membrana se fundamenta en buscar una solución de equilibrio en la que los esfuerzos se encuentren contenidos dentro de la superficie media de la cáscara, derivando de las primeras propuestas analíticas de Rankine (1858) y los posteriores desarrollos gráficos de Eddy (1878), difundidos por Dunn (1904) [K. KURRER “The History of the Theory of Structures”. Ed. Ernst & Son. Berlín 2008].

Particularizando para el caso de cúpulas es posible generar esfuerzos según las cuatro caras (planos de contacto), lo que permite dirigir espacialmente las cargas de infinitas maneras. Una de estas posibilidades resulta en conseguir que todos los esfuerzos resultantes de las tensiones sean tangentes a la superficie media de la cáscara. Frente a lo que ocurre con los arcos, no es preciso un espesor definido para poder acotar la línea de empujes, siendo posible encontrar una solución de equilibrio sobre una simple superficie.



En el arco sólo hay esfuerzos en dos caras (las juntas), mientras que en la cúpula puede haber esfuerzos en cuatro caras, las definidas por cortes según planos meridianos y paralelos.

fig. 3.12. Análisis de la transmisión de esfuerzos en el arco y la cúpula (Dunn. 1904).

Considerando el simple caso de una cúpula semiesférica (superficie media), del que extraigamos una determinada porción delimitada por cortes según los planos meridianos y paralelos, podemos determinar que dicho elemento se encontrará en equilibrio bajo su propio peso y las resultantes de las tensiones que actúan en las cuatro caras del mismo, a las que es posible denominar N_{ϕ} y N_{θ} , según las direcciones.

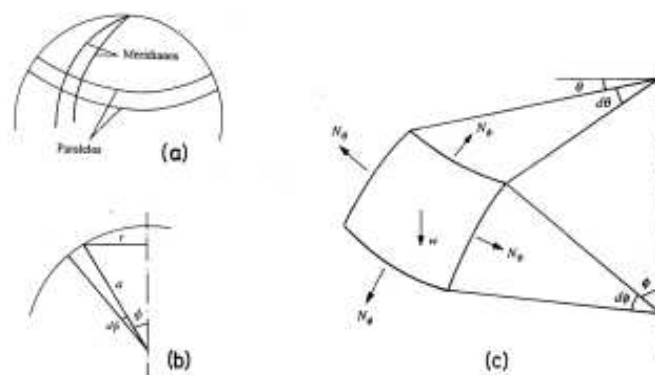
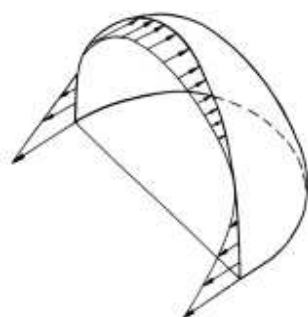


fig. 3.13. Análisis de tensión superficial. Equilibrio sobre un diferencial de la membrana.

Para peso propio, las N_ϕ deben ser siempre de compresión: para un corte cualquiera según un plano horizontal deben ser tangentes a las líneas meridianas y su componente vertical debe equilibrar el peso del casquete situado por encima.

Esto ha de suceder para cada corte horizontal que se imagine, de manera que las cargas verticales se transmiten siguiendo la forma de los meridianos, a diferencia de lo que ocurriría en un arco. Son precisamente las N_θ , las que permiten variar la dirección que naturalmente seguirían las cargas (la catenaria in-vertida de Hooke) para acomodarla a la forma del meridiano. Los anillos diferenciales de cúpula, unas veces «empujan» las cargas hacia afuera (N_ϕ de compresión) y otras «tiran» hacia dentro (N_θ de tracción).



En una cúpula semiesférica, las tensiones anulares van variando desde la clave hacia los arranques; en la parte superior son de compresión, se anulan para un ángulo de unos 52° , y, a partir de ahí, se hacen de tracción.

La existencia de un óculo reduce la extensión de la zona traccionada y la adición de una linterna hace que las tracciones suban hasta alcanzar, en muchos casos, el arranque de la propia linterna.

fig. 3.14. Inversión de tensiones

En una cúpula de fábrica sin linterna se puede encontrar un estado de membrana sobre la superficie media en su parte superior. En esta zona la cúpula podría ser muy delgada. A partir del punto en que aparecen tracciones, el material será incapaz de suministrar los anillos de tracción para centrar la carga y la trayectoria quedará determinada únicamente por la variación de los pesos verticales. La trayectoria de los esfuerzos se aparta de la superficie media y es preciso aumentar el grosor de la cúpula para acomodarla en su interior. En el último cuarto del siglo XIX y primero del XX algunos ingenieros analizaban las cúpulas de fábrica como membrana en la parte superior, dejando después que las cargas siguieran su camino por el interior de la fábrica.

Se pueden construir, pues, cáscaras de fábrica muy delgadas siempre que sean rebajadas o que, a partir del punto en que aparecen las tracciones, exista una vía de escape a los empujes que, a partir de ese punto se separarán de la superficie media.

Resulta interesante que la condición geométrica de membrana convierte el problema en isostático, basta con las ecuaciones de equilibrio para encontrar las resultantes de tensiones correspondientes a la solución de membrana. No es preciso, pues, realizar afirmaciones sobre el material o de compatibilidad. Sin embargo, en los bordes de la cáscara pueden producirse incompatibilidades de deformación que conduzcan a la aparición de momentos flectores.

Este tipo de perturbaciones del estado de membrana causaron preocupación desde los inicios de esta teoría. La solución fue estudiar las cáscaras como sólidos elásticos, añadiendo a las ecuaciones de equilibrio, las de compatibilidad y las del material. De esta manera, se obtenía la solución exacta del problema estructural. Como se ha visto, pequeños errores de construcción, la fluencia del material, asentamientos o cambios de temperatura, inducen en las estructuras variaciones tensionales importantes e impredecibles. Dentro del marco del análisis límite, la solución de membrana es una solución de equilibrio que, si la cúpula está construida con un material «dúctil», y en ausencia de problemas de inestabilidad, es una solución «segura» si se satisface la condición de cedencia del material. Todo el tema ha sido discutido en detalle por Heyman (1977).

HUERTA FERNÁNDEZ, Santiago

“Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica”

Instituto Juan de Herrera. Madrid (2004)

La tradición constructiva española permitía cúpulas tabicadas muy delgadas con espesores del orden de $1/100$ del radio de curvatura y superiores, pero estas cúpulas presentan siempre rellenos y lengüetas (tabiques transversales) en su trasdós hasta, aproximadamente hasta $2/3$ de su altura.

Estos conceptos resultaban conocidos y aplicados por R. Guastavino Expósito, y así los empleo por ejemplo en la construcción de la cúpula tabicada del crucero de la Catedral de San Juan el Divino en Nueva York, siguiendo sin duda el método gráfico de Eddy.

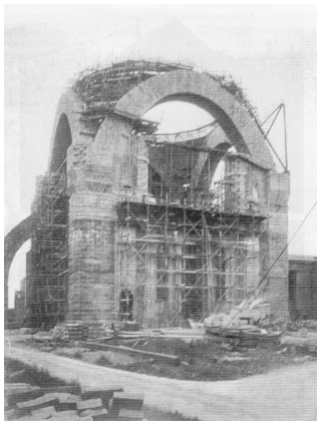


fig. 3.16. Construcción de la cúpula tabicada de la Catedral de San Juan el Divino (Nueva York, 1909).

GUASTAVINO EXPÓSITO, Rafael.

El verdadero problema de su construcción no fue calcular su resistencia sino respetar su geometría en la colocación de las rasillas.

El problema se resolvió disponiendo cuatro cables de acero de 6 mm., anclados en el extremo de los arcos de granito, se tensaba mediante manguitos fileteados y soldados a una chapa metálica que materializaba el centro geométrico de la cúpula esférica. En el centro de la chapa, de 20,3 cm de lado, se fijó un cable metálico por medio de un bulón con un dado; el cable llegaba hasta el suelo, donde se ancló con un contrapeso mediante un tensor, con el fin de poder controlar siempre la verticalidad y la tensión. Otra unión articulada, unida también a la chapa, permitía el enganche y el movimiento de dos alambres sobre los que se ajustaba el radio de la esfera: manejados directamente por los operarios que se encontraban en los andamios, permitían controlar, en cada momento del trabajo, la correcta geometría radial para el trazado de la cúpula y la colocación de los ladrillos... La posición de la chapa se controlaba cada dos o tres días mediante lecturas graduadas para verificar la posición exacta.

Tras un periodo inicial en el que se pusieron de manifiesto desviaciones de 0,75 cm con respecto al centro geométrico, el sistema resultó estable. De éste modo se pudo proceder al trazado de la bóveda.



fig. 3.15. Construcción de la cúpula tabicada de la Catedral de San Juan el Divino (Nueva York, 1909).

En 1892 comenzó en Nueva York la construcción de la catedral de San Juan en base a un proyecto de imagen. El diseño de muchos elementos se había ignorado y muchas decisiones constructivas estaban por decidir, por eso se encargó a la R. Guastavino Company cerrar el crucero de forma provisional. La cúpula de 20,2 m de radio cubre un cuadrado de 29,9 m de lado y se construyó, sin cimbras, entre mayo y junio de 1909

La gran virtud del método gráfico de Eddy resulta de su simplicidad, conceptual y de aplicación y de la facilidad de comprensión que implica su relación formal con la teoría de arcos. Su aplicación resulta inmediata para el caso de una cáscara semiesférica, que bien puede ser dividida en elementos superficiales definidos por cortes horizontales, según los planos 1-1', 2-2', 3-3', ... Los pesos de estas fracciones serán proporcionales a su dimensión (altura según la representación), de tal manera que pueden ser grafiados por los segmentos $O''-1''$, $O''-2''$, $O''-3''$, ... La condición de membrana impone la tangencia de las componentes de peso ($N\varphi$) en la sección "cortada". Estableciendo la condición de equilibrio global, la integral de las resultantes de las tensiones, en cualquier sección como puede ser la 2-2', tendrá la dirección de la tangente a la superficie en el punto 2, y su magnitud puede ser determinada trazando una paralela por O'' hasta cortar a la horizontal que pasa por $2''$.

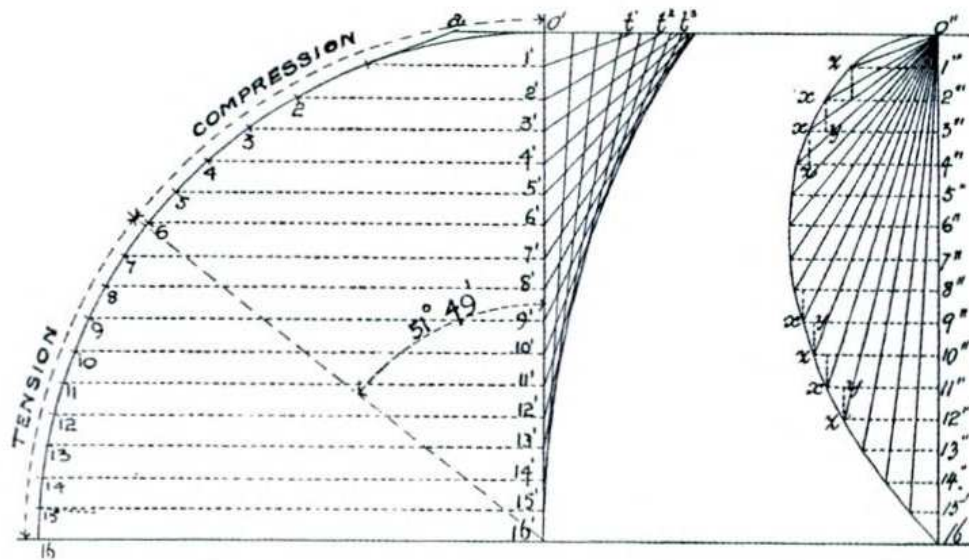


fig. 3.17. Análisis Gráfico por el Método de Eddy para el cálculo de estado tensional.

Al desplazarse a la siguiente sección, la 3-3', de nuevo la condición de tangencia determina la dirección y la magnitud de la resultante de las N_0 . El incremento de carga vertical, la distancia 2"-3" al pasar de una sección a la siguiente no explica el cambio de dirección; hace falta un empuje horizontal, la distancia xy en la figura, para que las cargas tomen precisamente la dirección de la tangente. Este empuje horizontal es el que suministra el anillo de altura 2"-3" al comprimirse en el sentido de los paralelos con unos esfuerzos internos N_0 . Como puede verse, las N_0 deben "empujar" hacia fuera en la parte superior (compresión) y "tirar" hacia dentro (tracción) en la parte inferior. La tangente vertical a la curva x , determina el punto donde las N_0 se hacen nulas. Es, pues, la posibilidad de formar localmente anillos de compresión o de tracción lo que permite centrar las cargas dentro de la superficie media.

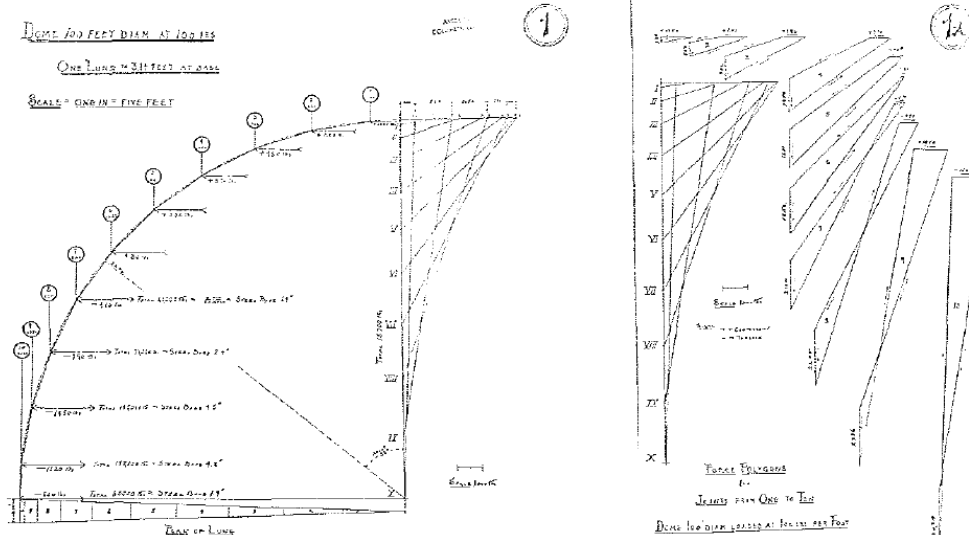


fig. 3.18. Análisis Gráfico de R. Guastavino para una cúpula de 100 pies (San Juan el Divino. Nueva York, 1909).



FÖPPL, August (1854-1924)

Establece un sistema simple para el análisis de empujes en secciones de espesor variable a partir del Método de Eddy.

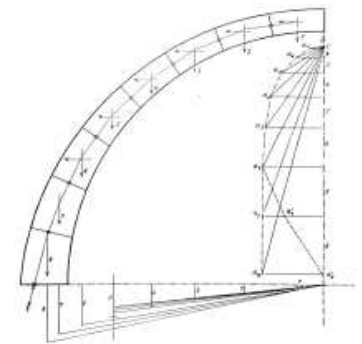


fig. 3.19. Análisis gráfico de una cúpula de fábrica.

En la parte superior se ha considerado un estado de membrana en la superficie media con esfuerzos de compresión según los anillos paralelos.

A partir del punto en que aparecen tracciones, la fábrica no puede resistirlas, y las cargas se transmiten según el funicular de las cargas verticales, como en los arcos.



WINKLER, Emil (1835-1888).

Sus principales propuestas quedan recogidas en el tratado "*Die Lehre von Elastizität und Festigkeit*" (Sobre Elasticidad y Resistencia). Praga, 1867

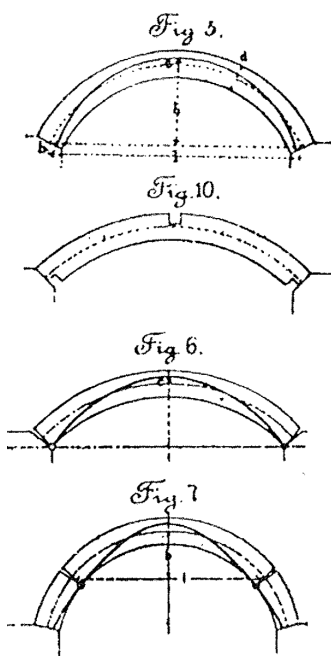


fig. 3.20. Soluciones constructivas para poder acotar las posibles perturbaciones (*störungen*), fijando así la posición de la línea de empujes.

Como puede verse al aplicar el método de Eddy, las tangentes tienen siempre la misma dirección y esto implica que los esfuerzos en los anillos deben ser, siempre, de compresión.

La solución de membrana es un caso particular de las infinitas soluciones de equilibrio con que una cáscara puede resistir las cargas aplicadas. El estado de membrana impone una condición geométrica muy estricta: la tangencia de los esfuerzos a la superficie media. Para mantener esta tangencia a veces es preciso que aparezcan tensiones de tracción y esto impone una seria limitación a la aplicación de este tipo de análisis a las cúpulas de fábrica: sólo puede aplicarse a casquetes rebajados que no soportan cargas concentradas. La posible aparición de tracciones invalida el análisis de membrana como un método general para el análisis de cúpulas de fábrica.

las consideraciones elásticas

Las reticencias a admitir el análisis elástico para el caso de arcos, bóvedas y cúpulas tabicadas permanecía a principios del siglo XX a pesar de los sucesivos intentos justificativos realizados por Bresse y Poncelet a mediados del XIX. Era natural admitir la diferencia entre arcos "elásticos", contruidos en madera o fundición y arcos "rígidos", ejecutados en fábrica, material heterogéneo, anisótropo e irregular.

El impulso definitivo partió de los trabajos de Winkler, quien asumió que a pesar del conjunto de "perturbaciones" que podrían llegar a afectar la posible posición de la línea de empujes, el cálculo elástico resultaba la mejor alternativa posible. Factores como la deformación de las cimbras y elementos auxiliares empleados durante la construcción, el cedimiento de los apoyos por efecto del empuje o las simples variaciones de temperatura, resultan determinantes en la variación de la posición de la línea de empujes. Todos estos factores influían en la aparición de deformaciones y agrietamientos, afectando a la posición de esta línea de empujes.

Un análisis inicial debería acometerse desde planteamientos ideales, en las que no fueran posibles imperfecciones de construcción o de trabajo, estado al que denominó como "normal". A la línea de empujes que resulta de este estado se la puede denominar como "verdadera" o "real". La manera propuesta para conseguir que el comportamiento cierto del arco se asemejara a este planteamiento ideal precisaba de la adopción de medidas constructivas que permitieran controlar la posición de la línea de empujes, disponiendo "articulaciones" internas en el arco durante su construcción.

Estas pequeñas argucias constructivas no eran sino una manera de tratar de adaptar conceptualmente la validez de los conceptos elásticos, en un intento de determinar los esfuerzos internos de la estructura. A pesar de todos los intentos justificativos, los arcos y bóvedas de fábrica continuaban agrietándose durante su construcción y descimbrado y el material continuaba siendo irregular, anisótropo y continuo. Pero todo resultaba creíble en aras de conseguir una "moderna teoría de arcos" que abandonara los simples razonamientos geométricos medievales.

Las deformaciones que experimentan estos sistemas no son de ninguna manera elásticas, sino que surgen del resultado de la división de la estructura en una serie de partes que, conectadas a través de las articulaciones, permiten ciertos movimientos.

Un arco (bóveda) cualquiera ejecutado sobre una cimbra o bien ejecutado “al aire” como resulta en el caso de los elementos tabicados, experimentará un cierto empuje sobre los estribos o apoyos laterales, bien sea como consecuencia del proceso de descimbrado, bien como consecuencia de la completa entrada en carga del sistema. Los estribos reales no son rígidos y, por tanto, cederán aunque sea una mínima cantidad. La luz del arco (bóveda) aumenta como consecuencia de este movimiento y la superficie debe de adaptarse a estas nuevas dimensiones. La única forma en que un material rígido unilateral puede asumir estos cambios dimensionales es agrietándose. Si el movimiento resulta simétrico este agrietamiento se materializará con la formación de una grieta en el intradós de la clave y otras dos en el extrados de los apoyos. El arco se convierte así en una estructura triarticulada y sólo resulta posible trazar una línea de empujes

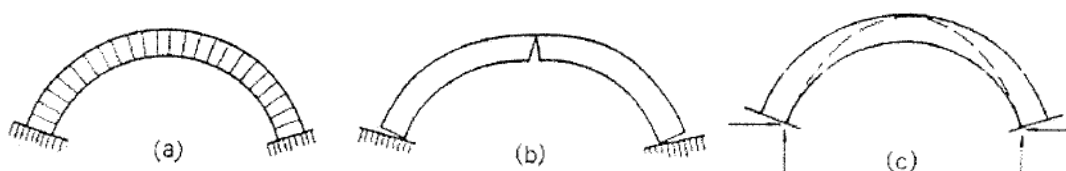


fig. 3.21. Formación de grietas (rótulas) en un arco por efecto de alguna distorsión con movimiento simétrico.

Si el movimiento no resultara simétrico el resultado sería diferente, pero todo posible movimiento se verá correspondido con un agrietamiento concreto, y la apertura o cierre de estas grietas será el mecanismo con el arco o la bóveda tratan de responder frente a la acción exterior.

Estas grietas no resultarán peligrosas (más bien necesarias) y su posición no indicará más que un determinado trazado de la línea de empujes que resulta del continuo acomodo del sistema frente a las acciones cambiantes. Cuando las grietas varían la línea de empujes se moverá con ellas y la distribución de esfuerzos internos variará completamente. En esta razón se ubican los actuales métodos de análisis límite, tan extensamente desarrollados por Heyman y en los que lejos de estimar una precisa cuantificación del estado tensional del elemento, se asume que aún siendo imposible determinar el empuje real del arco siempre será posible determinar que su valor se encontrará dentro de unos límites. Estos valores límites corresponderán con las dos posiciones extremas de la línea de empujes: empuje mínimo (H_{\min}) y empuje máximo (H_{\max}).

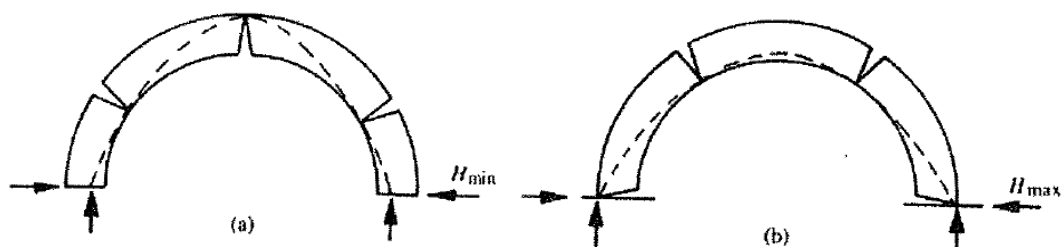


fig. 3.22. Propuestas de Heyman para la concurrencia de los valores de empuje mínimo (H_{\min}) y máximo (H_{\max}).

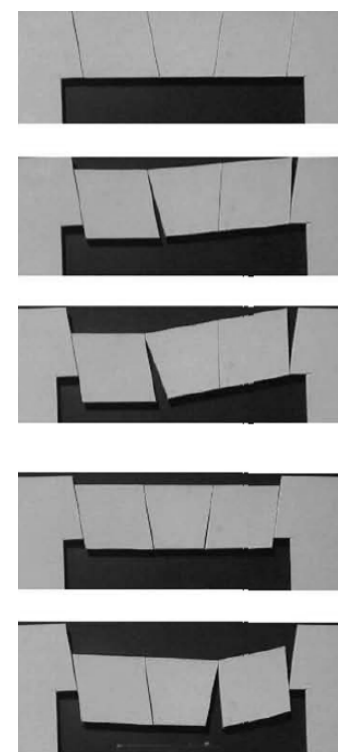


fig. 3.23. Movimientos y deformaciones en un dintel en analogía con la formación de rótulas plásticas.

Aún así y siendo conscientes de las reales limitaciones de un análisis en régimen elástico los intentos de acotar su tratamiento en el caso de bóvedas tabicadas tuvieron una especial difusión en España, y en concreto en el Levante y Cataluña, en donde resultaban sistemas ampliamente utilizados.

Las experiencias catalanas de los Guastavino, previas a su traslado a Norteamérica, y los estudios gráficos y formales de Gaudí generaron un cierto interés en la comunidad técnica y científica, tratando de abordar su análisis desde los cánones de la elástica. Existen pronunciamientos tan convincentes como los de Domenech (1909) quien entiende la necesidad de asumir que la única explicación del éxito y capacidad de las delgadas bóvedas tabicadas ha de provenir de su capacidad para resistir flexiones, que pueden llegar a anular el efecto del empuje horizontal.

El secreto mecánico de la construcción de estas bóvedas está en no limitar el cálculo de los mismos a la resistencia al esfuerzo de compresión de los materiales empleados, sino aprovechar también las resistencias a la tensión (tracción) y al esfuerzo transversal que ofrecen nuestros ladrillos auxiliados por los morteros de cal o cemento.

Utilizando estas dos resistencias pudo atreverse el constructor catalán a sujetar sus bóvedas a cargas incomprensibles en otro caso, siempre con pequeño empuje horizontal en sus apoyos y hasta algunas veces reduciéndose éste a cero.

Determina el modelo de funcionamiento de un delgado arco tabicado sometido a una carga uniformemente distribuida, con el resultado de una línea de empujes parabólica. Si este trazado coincide con la directriz del arco en el mismo solo concurrirán compresiones, pero como esta condición geométrica no resulta habitual “será necesario recurrir a la fuerza tensiva del ladrillo y a la resistencia (tracción) de los materiales de unión”. A partir de ello establece las condiciones para determinar los momentos flectores, los esfuerzos cortantes y los normales, resultantes de una línea de empuje dada.



fig. 3.25. Presencia de agrietamientos en una cúpula tabicada producto de los empujes y de los reajustes derivados de la modificación de las condiciones de trabajo en servicio.

FORTEA LUNA, M. y LÓPEZ BERNAL, V.
“Bóvedas tabicadas: Mitos”

Actas del Quinto Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Burgos (2007)

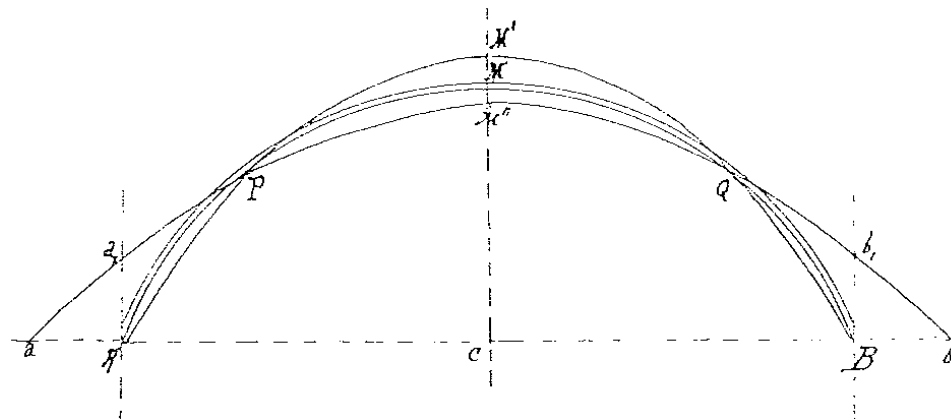


fig. 3.24. Posibles posiciones de la línea de empujes en un arco tabicado escarzano. DOMENECH (1900).

Obviamente la existencia de flexión no puede ser resistida durante mucho tiempo debido a la escasa resistencia a tracción de la fábrica y, especialmente, por su característica de fragilidad. La existencia de los rellenos en los arranques o de las lenguetas o tabiquillos transversales

resultan el mecanismo capaz de reconducir estos esfuerzos, eliminando el efecto de estas tracciones intuidas por Domenech.

A él le siguieron otra serie de ensayos, como los recogidos por Martorell (1910) en sus *“Procedimientos de cálculo”*, o en las analogías de comportamiento con los arcos metálicos biarticulados que trata de establecer J. Bayó (1910), permitiendo de esta manera entender hipotéticas condiciones de compatibilidad elástica de deformaciones.

El último aporte teórico resulta el conjunto de documentos que bajo el título de *“Llibreta de la volta”* edita el matemático Esteban Terradas (1920), en el que simplemente determina la imposibilidad de abordar un cálculo en condiciones de análisis elástico. El análisis de equilibrio elástico de una bóveda a montacaballo como la que el establece como fundamento de trabajo es extremadamente complejo, no posee una solución exacta y el empleo de métodos aproximados exige tal cantidad de cálculos que resulta imposible de abordar sin una herramienta informática.

De esta manera y aunque en realidad se seguían empleando criterios de análisis fundamentados en condiciones de equilibrio, la inclusión en el análisis de ciertas propiedades del material parecía ser suficiente razón para determinar que la metodología empleada correspondía con la derivada de un análisis elástico simplemente imposible, y al que Eduardo Torroja se refirió.

“La bóveda tabicada... tan maravillosa en sus realizaciones, que difícilmente alcanzan los actuales conocimientos teóricos a explicar y medir su fenómeno resistente, genialmente intuido por constructores ya desaparecidos”.

TORROJA MIRET, Eduardo

“Razón y ser de los tipos estructurales” (1957)

Aunque si hay una cita que merece consideración, esta puede ser la pronunciada por Buenaventura Bassegoda Musté durante el Curso Superior de Materiales Cerámicos, celebrado en 1952 en el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento (CSIC)

Antes de desvanecernos en escrúpulos de pacato, meditemos un poco sobre la efectiva distribución de los esfuerzos en el cuerpo de la bóveda. En la de cañón, el esquema de un estado plano de tensiones en sus rebanadas o tarazonas es puro camelo.

La experiencia enseña que, en las deformaciones de la bóveda, se manifiesta una tendencia a la compensación y al escote, que se traduce en estereodiagrama de esfuerzos. Si, por economía mental, introducimos en el cálculo estático hipótesis simplificadoras con el intento de hacerlo abordable, no es justo exigir que la realidad sea impenitentemente fiel a nuestra imagen, cuya arbitrariedad sólo se justifica por la eliminación del peligro y la tranquilidad del sistema nervioso del arquitecto ante los diez años de responsabilidad civil y criminal...

BASSEGODA MUSTÉ, Buenaventura

“Bóvedas Tabicadas” (1952)



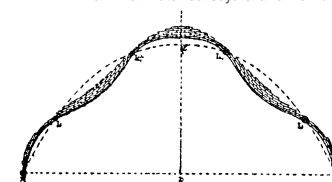
Los procedimientos de mecánica gráfica utilizados generalmente, aplicados a los arcos de ladrillo y de un modo especial a las bóvedas tabicadas, dan resultados más desfavorables de los que en realidad corresponden.

La cohesión, la rigidez de las bóvedas tabicadas, disminuye en gran manera su empuje y a la vez permite darles formas inverosímiles, tal si fueran láminas metálicas.

MARTORELL i TERRATS, Jeroni (1877-1951)



Al calcular esta bóveda, sujetándola a la curva de presiones de la bóveda dovelada, nace un error, que es suponer que sólo trabajan a compresión, y no es así, puesto que trabajan también a la tensión, siendo cual lámina metálica sujeta a la flexión.

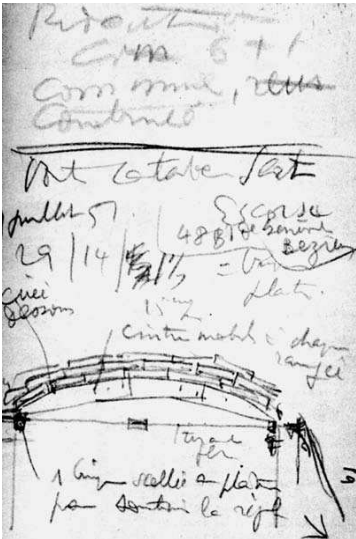


Si se quieren construir bóvedas equilibradas o de igual resistencia, que respondan al proyecto sugerido por la imaginación del artista, se procederá como en la figura..., en que después de determinar el funicular de las fuerzas elásticas, se dan a la bóveda espesores relacionados con los momentos.

BAYÓ i FONT, Jaume (1873-1961)

Con todo, con sus pros y sus contras y con las diferentes concepciones de análisis en el tiempo, las bóvedas tabicadas consiguieron convivir durante cierto tiempo con otras soluciones más novedosas (acero, hormigón armado). A partir de la segunda década del siglo XX podemos decir que han caído en el olvido más absoluto. De allí sólo han salido en épocas que nos quedan un tanto lejanas, mediada la década de los años 50, atendiendo a sus especiales condiciones de economía material y gran eficacia. A pesar de esta concepción de mínimos materiales encontramos en esta nueva época ejemplos resolutivos tan ejemplares como las obras de Luis Moya Blanco, que “encumbra” el sistema en su idea de retorno a los “orígenes” frente a las “novedosas ideas y experiencias europeas”. Las consiguientes herencias que podemos contemplar en la obra de Dieste o en las experiencias del régimen cubano buscaban en esta idea de eficiencia económica-material una lógica recuperación y puesta en valor del sistema.

Tal vez la carga de ideología que poseían muchas de estas obras más recientes han fomentado aún más el olvido del sistema y la práctica de su uso; pero ello no nos debe hacer olvidar que la eficacia de la bóveda tabicada ha sido un referente constructivo, que tiene en el poso y aval de los siglos la justificación de su uso.



La buena arquitectura no se ha hecho nunca por fórmula ni siguiendo al pie de la letra una doctrina: sería demasiado sencillo ...

Podemos, para obtener esto, aprovechar todos los medios que tenemos a mano, desde los más tradicionales a los más modernos; desde la piedra al ladrillo y hormigón armado, el acero y el cristal, siempre que estén controlados por un espíritu de orden, claridad y respeto a las construcciones milenarias, osatura espiritual de todas las grandes creaciones arquitectónicas . . .

SERT, Josep Lluís (1902-1983)

fig. 3.26. Cuaderno E21. Le Corbusier (1951)

En el cuaderno E21 se puede leer:
bóvedas catalanas, Sert, Escorsa,
48 Bd. de Geneve, Béziers -9 julio 51-29, 14,
1,5=ladrillo yeso-15 cm/m-cer debajo,
cimbra móvil cada fila, tirante de hierro,
1 ladrillo fijado con yeso para sostener el
listel.
(Gulli 2002)

RODRÍGUEZ GARCÍA, A. y HERNANDO DE LA CUERDA, R.

“La bóveda tabicada y el movimiento moderno español”
Actas del Quinto Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Burgos (2007)

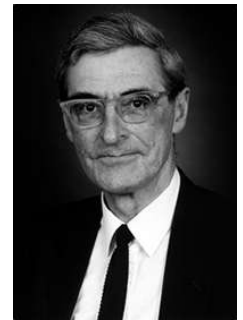
la teoría plástica y el análisis límite

“Si es posible encontrar un estado de esfuerzos internos de compresión en equilibrio con las cargas, la bóveda es segura, no se caerá.

Es posible, pues, centrarse en el estudio de las posibles situaciones de equilibrio que satisfacen las propiedades del material, ignorando las condiciones de contorno”.

HEYMAN, Jaques.

“El esqueleto de piedra: Mecánica de la arquitectura de fábrica”
Cambridge University Press (1995)



HEYMAN, Jaques (1925-1961)

Las teorías anteriores permitían trabajar con un cierto grado de seguridad suponiendo que éste surgiría al proyectar una estructura pensando en un cierto estado de equilibrio. Las teorías avanzadas por Rankine establecían que un arco sería suficientemente seguro si resultaba posible dibujar una línea de empuje contenida en su tercio central. En esta simple suposición sería razonable asumir que el arco (bóveda) más segura resultaría aquel cuya directriz o línea media se hiciera coincidir con la posición de la línea de empujes. Pero claro está, la posición de esta línea resultará cambiante a lo largo de la vida del sistema, ya sea por lo propios procesos de construcciones, por las imperfecciones formales o por acciones exteriores tales como cambios de temperatura o asientos en los elementos de apoyo.

Frente a esta condición surgen durante el siglo XX las nuevas teorías del Análisis Límite y sus Teoremas fundamentales (Gvozdev, 1936), y en especial el conocido como Teorema de la Seguridad, que establece que si es posible encontrar un sistema interno en equilibrio con las cargas que no incumpla ciertas propiedades del material (condición de cedencia o límite), la estructura resultará suficientemente segura y no colapsará. Este teorema permite el empleo de lo que Heyman ha denominado la técnica o “método de los cortes”, que no deja de ser un método de equilibrio como las diversas variantes empleadas en siglos pretéritos. Desde este punto de vista el teorema de la seguridad ha dado rigor teórico a un método que fue empleado con éxito durante más de dos siglos.

La técnica consiste en imaginar la bóveda dividida en una serie de partes (en general, arcos) cuyas reacciones están en equilibrio y son en todos los casos de compresión. Si las líneas de empujes están, además, contenidas dentro de la fábrica, la solución de equilibrio obtenida es “segura” y la bóveda no se hundirá. Por supuesto, no tiene sentido hablar de una solución “real”, pues cualquier pequeña variación de las condiciones de contorno, los cambios de temperatura, impactos accidentales, etc., pueden modificar la situación de equilibrio.

Si durante los finales del siglo XIX y comienzos del XX el Análisis Elástico dominó en el campo del estudio de los sistemas estructurales, a partir de mediados del siglo XX se desarrollan las nuevas Teorías Plásticas (de Pórticos), en base a los estudios del conocido como “Cambridge Team” dirigido por J. F. Baker y del que formaba parte Jacques Heyman.

En la década de los 60 Jacques Heyman se percató de que la misma teoría podría ser aplicada en las estructuras de fábrica y a su trabajo añadió rigor teórico en un ámbito que había permanecido estancado desde finales del siglo XIX.

Además, Jacques Heyman probó que este nuevo paradigma podía ser aplicado a cualquier estructura “dúctil”. De hecho, el principal corolario del “*Safe Theorem of Limit Analysis*” es lo que Heyman denomina como “*entorno del equilibrio*”, el analista debe utilizar únicamente dos o tres ecuaciones fundamentales, a saber, las ecuaciones de equilibrio y de material.

*“Essays in the history of the theory of structures.
In honour of Jaques Heyman”*

Instituto Juan de Herrera
(CEDEX-CEHOPU)

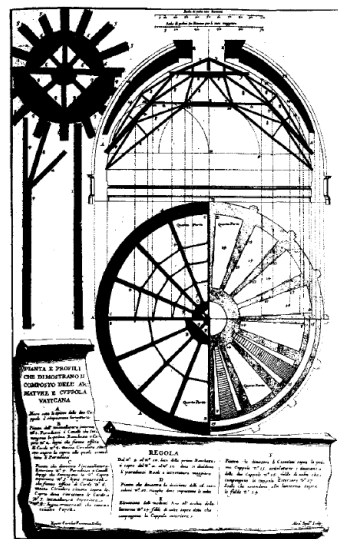
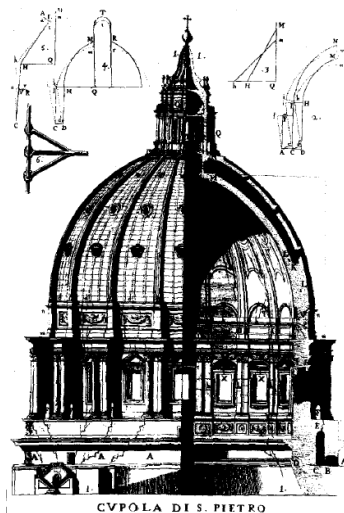


fig. 3.27.a|b. Cúpula de San Pedro según análisis de los “tres matemáticos” (1743) y de Fontana (1694).

En las imágenes se puede observar como trata de establecer el reparto de cargas y la identificación de “gajos estructurales”.

LOPEZ MANZANARES, Gema
“La estabilidad de la cúpula de S. Pedro: el informe de los tres matemáticos”

Actas del 2º Congreso Nacional de Historia de la Construcción.
A Coruña (1998)

En el caso de los arcos de fábrica cualquier línea de empuje compatible con las cargas aplicadas satisfará la condiciones de equilibrio. La condición de cedencia consiste en asegurar que el material trabaje a compresión, es decir, que los empujes estén contenidos dentro de cada junta. De esta manera la posibilidad de dibujar una línea de empujes en el interior del arco será el medio seguro de verificar que el arco resulta estable.

Los mismos argumentos citados para los arcos son de aplicación para el caso de las bóvedas de fábrica. La ventaja consiste, principalmente, en reducir un problema “espacial”, la bóveda, a un problema “plano”, el arco, pudiéndose aplicar las herramientas y métodos de análisis de los arcos. Por supuesto, el equilibrio general es un equilibrio espacial, pero las condiciones de simetría de las bóvedas más usuales hacen que las composiciones de fuerzas sean sencillas y que se pueda “ver” el equilibrio global con cierta facilidad.

Desaparecen del análisis del problema las condiciones de contorno. Frente a cualquier movimiento de sus apoyos el arco (bóveda) se agrietará, obligando a la línea de empujes a moverse en la búsqueda de nuevos estados de equilibrio, pero su traza nunca se saldrá del propio arco, de tal manera que no será posible que se formen articulaciones suficientes para convertir el arco en un mecanismo.

Por tanto el Teorema de la Seguridad del Análisis Límite resuelve el problema de encontrar la línea de empujes real, determinando que éstos es imposible y, además, innecesario. Basta con poder dibujar una línea posible de empujes contenida en el arco (bóveda) para demostrar que es seguro.

el método de los cortes

Cuando abordamos los métodos gráficos de análisis elástico citamos el correspondientes a Eddy, en el que determinamos la oportunidad de establecer una serie de cortes por planos paralelos, que nos permitieron establecer los valores de empuje resultantes en cada fracción dividida y su interrelación. Si ahora establecemos un método análogo, pero en el que los cortes se efectúen conforme planos meridianos, lo que conseguiremos será un conjunto de semiarcos o gajos que aún procediendo de una superficie de espesor constante, presentarán una sección variable.

Cada dos semiarcos opuestos formarán un arco completo, de tal manera que si resulta posible dibujar una línea de empujes en su interior, podremos asegurar que el arco resulta estable. Este mismo criterio extrapolado al conjunto de gajos en que hemos subdividido el sistema permitirá determinar que el sistema resulta estable, en tanto que los son sus partes.

Se busca de esta manera un estado de equilibrio en compresión de los múltiples posibles. Recordando la idealización de la semiesfera que hemos establecido en la fig. 3.13 y las componentes de tensión resultante, la condición de que los “gajos” funcionan independientemente equivale a asumir que N_0 es nula. Por tanto han de existir una familia de superficies de empuje con unos valores N_ϕ que se encuentre en equilibrio con las cargas. La

intersección de estas superficies con los planos meridianos indicará la posición de la línea de empujes, de tal manera que para el caso de sistemas de muy reducido espesor su superficie media deberá adoptar la forma “ideal” que responde a la catenaria invertida de Hooke.

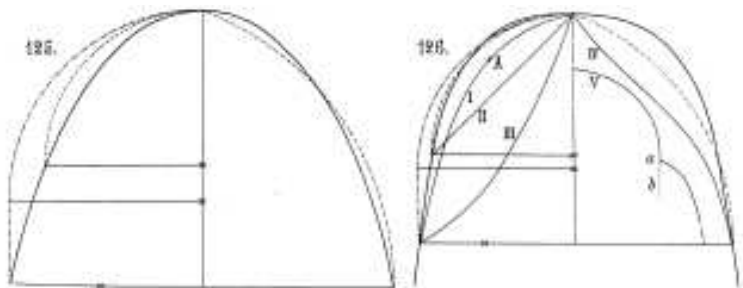


fig. 3.28. Formas catenarias correspondientes a arcos y cúpulas (Ungewitter y Mohrmann, 1890)

La potencia del método de los cortes radica en la facilidad de buscar soluciones, no sobre una superficie, sino dentro de un cierto “dominio” definido por las superficies de intradós y trasdós. Una cúpula de un espesor finito puede acomodar en su interior infinitas superficies de empujes, que se corresponden con las infinitas líneas de empujes en los arcos formados por gajos opuestos. El dibujo de estas líneas se realizará, ahora, con las mismas técnicas empleadas para el caso de los arcos y ésta es la ventaja principal de este enfoque: reduce el problema “espacial” de la cúpula al problema “plano”teoremas del arco.

De nuevo la estática gráfica se convierte en una herramienta potente que permite entender la analítica del sistema, de tal manera que su aplicación sobre una cúpula de revolución ofrecerá resultados análogos a los grafiados en la figura siguiente.

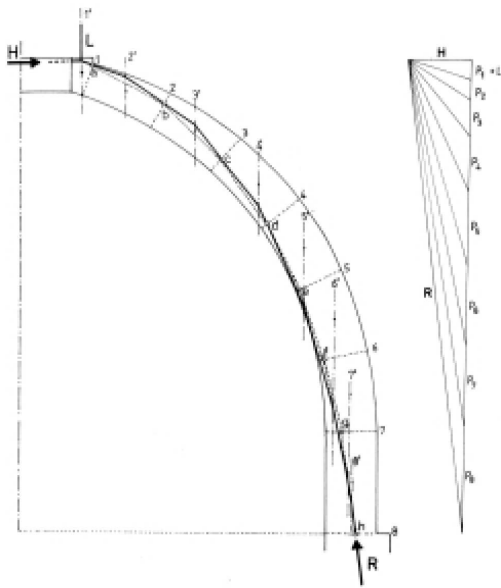


fig. 3.29. Análisis Gráfico de Equilibrio por el Método de los Cortes.

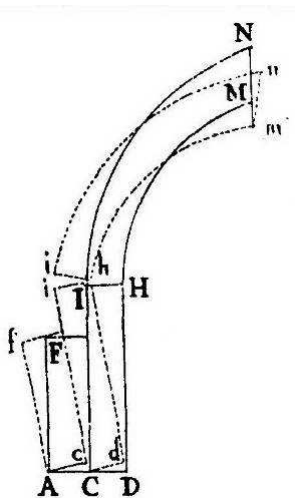


fig. 3.30.a | b. División de secciones de análisis (cortes) de la Cúpula de San Pedro, según las propuestas de análisis de POLENI (1748).

La cúpula se divide en gajos y éstos a su vez se dividen en dovelas por planos de corte paralelos, 1, 2, 3, ... Se determina el peso y centro de gravedad de cada una de las dovelas, así como el resto de cargas que pueden existir, tal y como podría ser el peso de la linterna (L). Conocidos estos datos el problema es idéntico al trazado de una línea de empujes en un arco simétrico. Se pueden emplear con gran provecho las técnicas de dibujo de polígonos (anti)funiculares y de fuerzas. Debe recordarse, sin embargo, que la línea de empujes es el lugar geométrico de los puntos de intersección de las resultantes (los lados del polígono antifunicular, dibujado en línea gruesa) con la familia de planos de corte considerada. En el dibujo éstos son los puntos a, b, c, etc. y la línea que los une, la línea de empujes, se ha dibujado a puntos. A veces, la intersección no es directa y es preciso prolongar hacia atrás el lado correspondiente del polígono antifunicular. La línea de empujes no es, pues, tangente al borde (está un poco más adentro) aunque el polígono antifunicular se ha dibujado con esta condición. Como puede verse, la diferencia es muy pequeña y, a efectos prácticos, puede trabajarse considerando que antifunicular y línea de empujes coinciden.

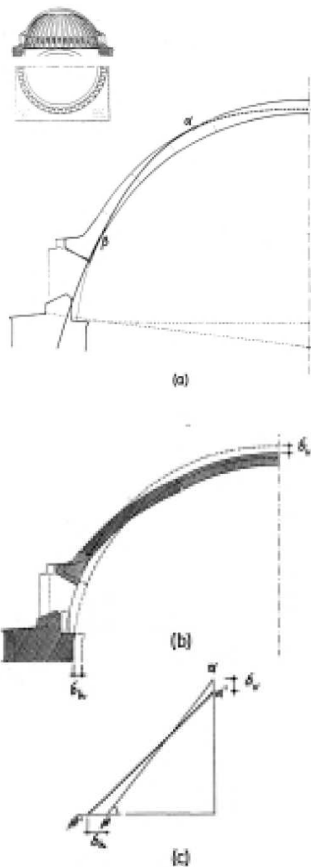


fig. 3.31. Estudio del cedimiento simétrico del sistema de contrarresto de la Cúpula de Santa Sofía

MAINSTONE (1988)

las propuestas del análisis plástico

En el año 1936 se celebra en Berlín una reunión de la Asociación Internacional de la Ingeniería de Puentes y Estructuras en el que se expusieron un buen número de artículos en las que se relataban los “anómalos” resultados obtenidos en sucesivos ensayos que ponían en duda la adecuación del uso de las Teorías Elásticas. Ponencias como las desarrollada por Maier-Leibnitz demostraban como frente a un aumento de carga una viga de material dúctil (acero) pasaba del estado elástico al plástico, de modo que la distribución original de tensiones elásticas se modificaban hasta la formación de las rótulas plásticas necesarias para el colapso. La resistencia final de un sistema dúctil dependía de su comportamiento plástico y no se veía afectada por la existencia de imperfecciones o distorsiones accidentales.

La ponencia de F. Bleich (“*Bending Torsion and Buckling of Bars Composed of Thin Walls*”) determinó que estas imperfecciones pueden llegar a provocar un estado de tensión en una estructura hiperestática, incluso en el caso de ausencia de cargas exteriores. Pero aún así, cada elemento tiene una resistencia límite que se alcanza justo antes de producirse la cedencia. En sus planteamientos no existe la idea de aplicar un coeficiente de seguridad para las tensiones elásticas calculadas, de tal manera que en vez de tratar de establecer la sección mas crítica en estado de servicio y fundamentar el consiguiente desarrollo sobre esta sección. Acepta como mecanismo de estudio de la capacidad de un sistema el someterlo a un estado de carga exterior creciente, llevando el sistema hasta colapso. Frente al “*factor de seguridad*” aparece el nuevo concepto de “*factor de carga*”, definido a partir de la razón entre la carga de colapso y la carga en servicio de la estructura. El segundo planteamiento novedoso que introduce es determinar las características del material que resultan necesarias para que se verifique una condición de comportamiento plástico. Para que el método resulte válido será preciso que el material presente una relación tensión-deformación elástica a la que sigan deformaciones indefinidamente grandes en el límite plástico.

Lo novedoso de este sistema es que asumía la posibilidad más que cierta, de que todo sistema estructural será imperfecto, en base a la cantidad de factores que pueden provocar sobre el

pequeñas imperfecciones que de ninguna manera podrían ser contempladas por un análisis elástico. Los cálculos elásticos se refieren a una estructura “perfecta” y, por tanto, se alejan de cualquier estructura construida. Se asume de esta manera que la resistencia real de una estructura (construida) de un material dúctil no dependerá de que la tensión elástica alcance un determinado límite en un punto cualquiera del elemento, sino que vendrá indicada por el incremento continuo e “inaceptable” de las deformaciones.

Este nuevo concepto de mecanismo de colapso podía ser fácilmente aplicable a elementos simples o sistemas sencillos, como vigas y pórticos, siendo posible predecir con cierta facilidad los puntos de formación de las rótulas plásticas. Conocido el valor del momento resistente en estas rótulas el tratamiento estático queda reducido, ya que en condiciones de colapso la estructura hiperestática se convierte en isostática. Se introduce de esta manera en el “problema” el momento de resistencia plástico.

Paralelamente los trabajos de A. A. Gvozdev (“*The determination of the value of the collapse load for statically indeterminate systems undergoing plastic deformation*”, de 1938 y “*Calculations of Load Limit of Construction by Limited Equilibrium Method*” de 1949) introducen cierta operatividad al análisis en condiciones plásticas, permitiendo extrapolar esta tipología a cierto tipo de materiales para los que inicialmente no era concebida. Parece imprescindible que el material sea dúctil, en el que la creciente deformación de la estructura pueda estar acompañada inicialmente por un incremento proporcional de la tensión, pero se alcanzará un determinado punto a partir del cual se producirá un incremento ilimitado de la deformación sin la correspondiente disminución en la resistencia del material. Pero importante resulta asumir también que esta condición de ductilidad no se refiere en exclusiva al material, sino que trata del comportamiento global de la estructura, refiriéndose por tanto a conceptos de estabilidad. En estas condiciones de ductilidad de la estructura global y de cada uno de sus elementos, resulta posible establecer tres tipos de “ecuaciones”.

- Han de verificarse las **ecuaciones de equilibrio**, que establecen la condición de que los esfuerzos internos han de equilibrar las cargas aplicadas exteriormente. Esta condición se satisface con un infinito número de soluciones para el caso de una estructura hiperestática, mientras que la solución será única en el caso de un sistemas isostático.
- Debe de verificarse la **condición de cedencia** del material, de tal manera que ninguna de las tensiones internas generadas supere la tensión de cedencia límite del material.
- Resulta preciso que se genere algún **mecanismo de deformación** en el colapso de la estructura. Por ejemplo en el caso de una viga biempotrada las rótulas plásticas en los extremos y en el centro permitirán el desarrollo de grandes desplazamientos.

Estas tres condiciones dan lugar a tres teoremas que se conocerán como los Teoremas Fundamentales, convirtiéndose en verdaderos pilares del análisis estructural actual.

- **Teorema de la Unicidad.**

Si todas las condiciones se satisfacen de manera simultánea la carga de colapso que resulta de la resolución de las ecuaciones planteadas tiene un valor definido y calculable. Las condiciones de análisis son independientes de que en la estructura exista algún estado

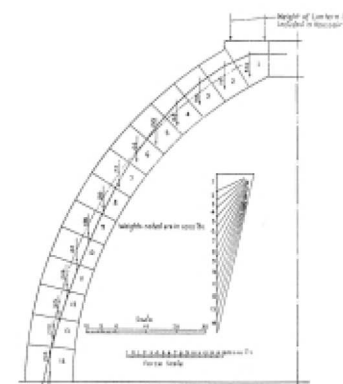


fig. 3.32. Estudio del equilibrio de la Cúpula de Santa María del Fiore

PARSONS (1939)

inicial, de tal manera que antes de la entrada en carga la estructura podría encontrarse en un estado de auto-tensión debida a las simples imperfecciones de construcción, por ejemplo. Cualquiera que sea este origen, estos estados de auto-tensión no pueden afectar a este valor único y concreto que determina la carga de colapso.

- **Teorema de la Inseguridad.**

Si la atención se concentra en los posibles mecanismos de colapso y no se exige que haya equilibrio y, lo que es más, la condición de cedencia no se satisface necesariamente en todos los puntos de la estructura, entonces, todavía es posible calcular un valor de carga de colapso. Este valor se considerará “inseguro”, ya que estaremos asumiendo que la estructura resulta más resistente de lo que en realidad es.

- **Teorema de la Seguridad.**

Si es posible encontrar una serie de esfuerzos en el interior de la estructura, capaces de equilibrar la acción de las cargas externas, y para los que se verifique la condición de cedencia del material, entonces, el correspondiente valor de la carga sobre la estructura es una estimación segura de la carga de colapso.

Este último resulta sin duda la condición básica de diseño de buena parte de los sistemas estructurales actuales y de una forma sencilla podría exponerse como: si es posible encontrar un modo en que una estructura se comporte adecuadamente bajo la aplicación de unas determinadas cargas, entonces la estructura será segura. Hablamos de una condición de diseño real en tanto que: *si el proyectista sólo necesita encontrar una forma posible; ésta puede no ser la forma que la estructura ha elegido para comportarse en la realidad, pero si el proyectista ha sido capaz de encontrarla, entonces también podrá hacerlo la estructura.* (HEYMAN, J. “La Ciencia de las Estructuras”. Instituto Juan de Herrera. Madrid, 2001).

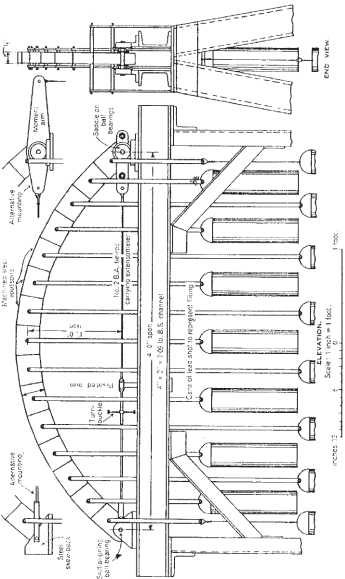


fig. 3.33. Ensayo del comportamiento de un arco de fábrica en la búsqueda de la validez del análisis plástico.

PIPPARD, A. J. S. (1937)

implicaciones en el caso de fábricas

A finales de la década de los años 50 y principios de los 60 del pasado siglo XX la Teoría Plástica de Diseño comienza a ganar terreno frente a las propuestas de las Teorías Elásticas convencionalmente empleadas en el análisis de sistemas estructurales y, en especial, en el campo del análisis de arcos y bóvedas de fábrica.

La diferencia entre el estado normal y alterado del arco por efecto de imperfecciones y movimientos, que al final indica la diferencia entre la estructura portante como una forma material del arco de fábrica y el sistema estructural (modelo estático del arco), muestra el hecho de que los supuestos del modelo teórico elástico se apartan considerablemente de un estado alterado de la fábrica (desplazamiento accidental de los pilares, o la influencia de la variación en la consistencia de mortero en el tiempo sobre las fuerzas internas en el arco, o las variaciones de temperatura, ...).

Las nuevas propuestas se orientan en el sentido de determinar carga máxima de rotura o colapso de los sistemas, estableciendo a partir de ellas determinados factores de seguridad que son capaces de contemplar de manera adecuado los diferenciales comportamiento que

puede experimentar el sistema en servicio. Pasamos de lo teórico a lo práctico.

"El comportamiento de las estructuras en la región de plástico tiene muchos exponentes capaces y el éxito logrado en el diseño de este enfoque habla por sí mismo, pero yo diría que una vez más lo que he dicho en otra parte, que los enfoques elástica y plástica en el diseño debe, para obtener los mejores resultados, ser considerados como complementarios y no contradictorios. ...

La teoría elástica y plástica tanto tienen mucho que ofrecer. Ellos se preocupan por aspectos diferentes pero igualmente importantes, no de "el comportamiento excepcional de las cosas, sino de que la conducta ordenada y previsible en la que el ingeniero debe confiar si sus diseños son para ser otra cosa que conjeturas"

PIPPARD, Alfred John Sutton (1961)

El impulso definitivo para la implantación de los nuevos procesos de análisis en las obras de fábrica fueron las obras de Heyman (1966) en las que por primera vez se explica y analiza con rigor la aplicabilidad de la teoría de la carga máxima para cualquier fábrica portante y no sólo arcos de dovelas. En los años siguientes, Heyman escribió copiosamente acerca de la aplicación de la teoría de la carga máxima en elementos de fábrica diversos, tales como arcos, bóvedas planas, bóvedas de abanico, bóvedas de arista, torres y agujas. Las contribuciones Heyman son tan fundamentales que es difícil imaginar el estado actual de la técnica sin sus aportes. El material de fábrica debe de satisfacer tres condiciones, que Heyman identifica como "los principios del análisis de carga de rotura de las construcciones de fábrica":

- La resistencia a la **compresión** de la fábrica es infinita.
- La resistencia a la **tracción** de la fábrica es nula.
- Unidades adyacentes de fábrica no pueden sufrir **deslizamiento** unas sobre otras.

Lógicamente la primera afirmación es dudosa porque, obviamente, no hay material que tenga una resistencia infinita, pero sin embargo incluso en las construcciones de fábrica más grandes, las tensiones reales son de una magnitud mínima en comparación con la resistencia a la compresión del propio material. La segunda sentencia también se encuentra en el lado seguro, ya que el mortero entre las unidades de fábrica en efecto, presentan una cierta adherencia y, por tanto, una cierta capacidad a tracción. La afirmación tercera tiene que ver con el elevado coeficiente de rozamiento que se produce en las fábricas ($\mu = 0,6$ a $0,7$, lo que corresponde a un ángulo de rozamiento de 35° a 39°).

Cuando el material de la fábrica satisface estas condiciones, la componente de la resultante de las tensiones efectivas que actúan perpendicularmente a la superficie transversal debe ser una fuerza de compresión N para cada sección transversal, cuyo punto de intersección se encuentra dentro de la sección transversal. Si la fuerza de compresión N actúa en el borde de la sección transversal, se forma una "bisagra". Esto conduce a una superficie de fluencia limitada por dos líneas rectas. El momento M no es más que el producto de la fuerza normal N y la excentricidad e con que se aplica ($M = N \cdot e$), en donde la excentricidad debe satisfacer la condición de que $-h \leq e \leq h$. Para un arco de fábrica de un espesor de $[2 \cdot h] = d$, la ecuación que define la posición de la recta OA se puede expresar como:

$$M_{0A}(N) = + h \cdot N = + \frac{d}{2} \cdot N$$

y, correspondientemente, por la línea recta OB:

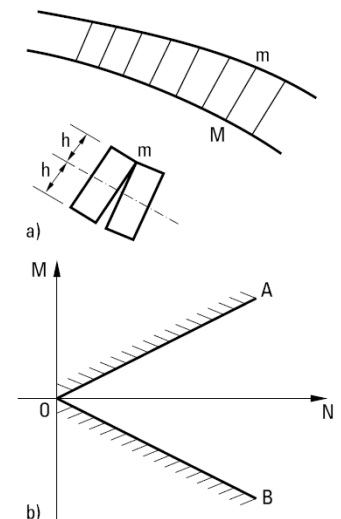


fig. 3.34. Formación de una "bisagra" entre dos piezas de un arco de fábrica

HEYMAN, J. (1982)

$$M_{OB} (N) = -h \cdot N = -\frac{d}{2} \cdot N$$

Para los pares de valores de M y N que se encuentran dentro de la AOB zona delimitada por las ecuaciones de líneas rectas OA y OB, la fuerza normal N actúa dentro de la sección transversal del arco de fábrica. Si se cumple esta condición en todas las secciones transversales del arco, la línea de empuje se encuentra completamente dentro del perfil de arco y, por tanto, el arco de fábrica es estable.

Las bisagras (rótulas) se forman a continuación, cuando N actúa sobre el borde de la sección transversal y por lo tanto, los pares de valores M y N se encuentran en las líneas rectas propuestos por OA y OB. Si los pares de valores M y N están por encima o por debajo de las líneas rectas OA y OB, entonces la fuerza normal N actúa fuera del arco de la sección transversal y, por tanto el arco de fábrica es inestable.

Podemos considerar un arco de fábrica simétrico en forma, tal que después del descimbrado empiece a presionar en contra de sus apoyos. Estos apoyos reales no son rígidos e inevitablemente experimentan una cierta deformación. Si esta deformación se incrementa en el tiempo el arco de fábrica tiene que adaptarse a los cambios de su geometría y esto, claro está sólo lo puede hacer agrietándose.

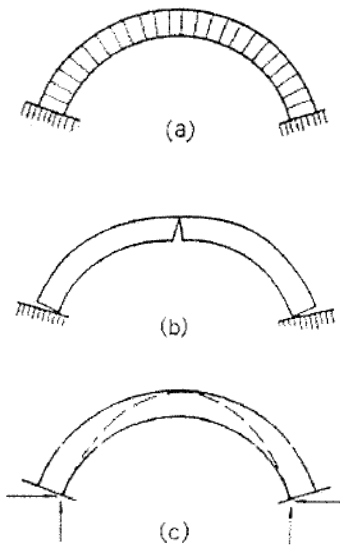


fig. 3.36 Formación de Rótulas Plásticas y Línea de Empujes.

La distribución local de las grietas define la posición de la línea de empuje de manera inequívoca.

Si la distribución de las grietas se produce en los cambios de perfil del arco, entonces la posición de la línea de empuje también cambiará y por tanto la condición de fuerzas internas también.

Los movimientos en el modelo son muy grandes, pero incluso los pequeños movimientos invisibles a simple vista tienen el mismo efecto.

Por desgracia, no es posible saber o predecir este tipo de interrupción, y así establecer la verdadera línea de empujes en el arco de fábrica es imposible. Sin embargo, hay dos posiciones extremas de la línea de empuje que se corresponden con el empuje horizontal mínimo y máximo.

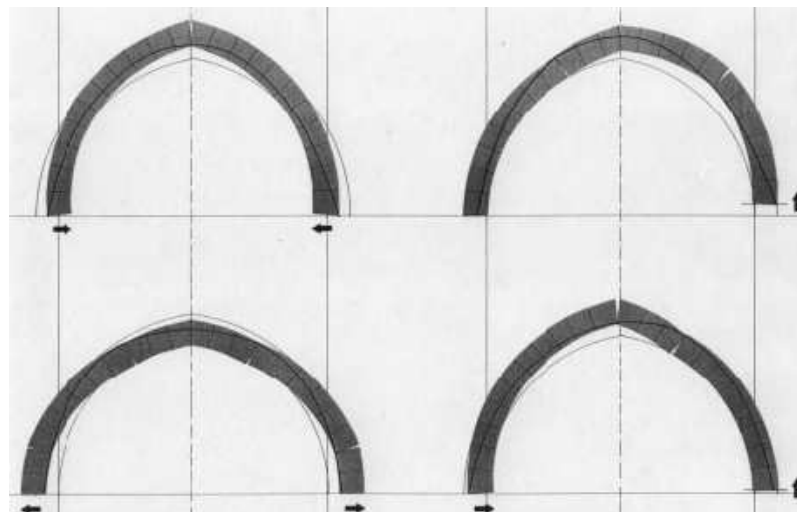


fig. 3.35. Patrones de formación de rótulas plásticas. [HUERTA, S., 2004]

Una grieta descendente aparece en la clave y dos más hacia los estribos laterales. El arco desarrolla tres rótulas, lo que hace que sea estáticamente determinado. El movimiento puede ser asimétrico, pero cada movimiento posible corresponderá a un cierto patrón de grietas, y el arco de fábrica responde a los cambios en las condiciones de contorno mediante la apertura y cierre de las grietas. Es precisamente la capacidad a formar grietas de la estructura portante lo que le permite reaccionar a las condiciones de contorno cambiantes, y esta capacidad es una función de las propiedades del material: resistencia infinita compresión, resistencia a la tracción nula, y ausencia de deslizamiento.

Como el material tiene resistencia a la compresión infinita, el colapso debe ocurrir después de la formación de un mecanismo. Tres rótulas confluyen en un arco estáticamente determinado, pero una articulación añadida supondrá la formación de un mecanismo.

Un aumento en la carga más allá de la cantidad necesaria para la formación de un mecanismo conducirá a un fallo de todo el arco, aunque el material no se haya agotado. En un arco de fábrica estable, esto puede suceder si se aplican las cargas adicionales capaces de desplazar la línea de empuje más allá de un cierto punto.

el factor de seguridad y los límites de carga

El “*Teorema del Factor de Seguridad*” establece que una estructura no colapsará y por tanto se puede considerar segura, cuando resulte posible encontrar una condición de equilibrio estático, es decir que no sea posible la aparición de la rótula que convierta el sistema en un mecanismo. En el caso de un arco de fábrica, cada línea de empuje dibujada para una carga dada satisface las condiciones de equilibrio siempre y cuando quede contenida en el perfil del arco.

El Teorema del Factor de Seguridad no establece ninguna relación con las condiciones de contorno. Las grietas se forman en el arco de fábrica como una reacción a los movimientos en los apoyos, de tal manera que se establece una nueva condición de equilibrio, moviéndose la posición de la línea de empujes dentro del perfil. El Teorema del Factor de Seguridad y la teoría de carga de rotura por lo tanto ofrecen una solución para el problema de determinar una línea característica de empuje. No es posible conocer la verdadera línea de empuje, pero esto no es importante porque la seguridad de la estructura portante se puede calcular sin tener que hacer suposiciones en cuanto a su estado actual.

Heyman propone un “*factor geométrico de seguridad*”. Este es el resultado de la comparación de la geometría del arco de fábrica verdadera con la de un arco de espesor mínimo que sea capaz de soportar las cargas dadas. En la figura siguiente podemos ver que el arco está a salvo de acuerdo con el teorema de factor de seguridad, ya que hay una línea de empujes que se encuentra por completo dentro del perfil del arco. Si ahora reducimos el espesor del arco, hasta un extremo en el que finalmente se llega a un cierto trazado límite que puede acomodar una única línea de empuje dentro del perfil, esta línea de empuje tocará el borde del perfil de arco en cinco puntos (por razones de simetría). Esto significa que hay cinco rótulas, y de acuerdo con el teorema de carga máxima el arco está en equilibrio inestable y fallaría después de sólo un mínimo incremento adicional en la carga (límite superior de carga de rotura).

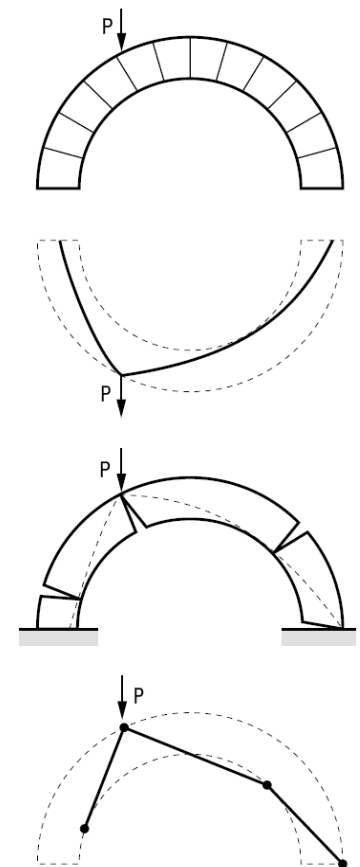


fig. 3.38. Fallo de un arco semicircular sometido a una carga puntual

HEYMAN. J. (1995)

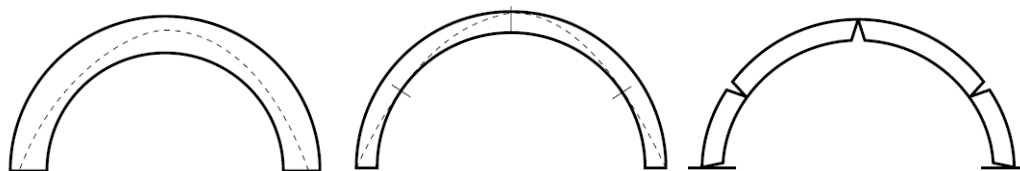


fig. 3.37. Búsqueda del espesor mínimo de un arco. Teorema del Factor de Seguridad. (HUERTA, S., 2004)

El factor de seguridad de la arco de fábrica original se puede cuantificar ahora mediante la comparación del espesor del arco y del espesor mínimo de este arco limitante. Si el arco real tiene el doble del espesor del arco limitante, entonces el factor geométrico de seguridad es 2.

La determinación del valor exacto del factor geométrico de seguridad implica a veces cálculos relativamente complejos. Sin embargo, un límite inferior resulta muy fácil de determinar. Con el fin de mostrar, por ejemplo, que el factor geométrico de seguridad para un determinado arco de fábrica y una carga dada es ≥ 2 , es suficiente dibujar una línea de empuje dentro del centro de la mitad del perfil de arco. Para un factor geométrico de 3 o más, la línea de empuje debe estar dentro del tercio medio (regla del tercio central).

Por supuesto, la determinación de la línea de empuje según la teoría elástica es una verificación del lado de la seguridad del arco de fábrica, ya que siempre la línea resultante estará completamente dentro del perfil de arco. La única diferencia es que los defensores de la teoría elástica creen haber encontrado la "verdadera" línea de empuje, mientras que los defensores de la teoría plástica saben que la línea de empuje calculado con la ayuda de la teoría de la elasticidad es sólo uno de los infinitos números de líneas de empuje que se pueden contener dentro del perfil de arco y que están en equilibrio con la carga.

La potencia del Teorema radica en que la línea de empujes, es decir, la situación de equilibrio, puede ser elegida libremente. Escogida una línea, podremos aplicar las condiciones de seguridad a cada una de las secciones que atraviesa y obtener, de esta forma, un límite inferior para el coeficiente de seguridad geométrico. Sabemos que la estructura tiene al menos ese coeficiente de seguridad mínimo, por lo que en general, sería posible encontrar una línea de empujes que diera una condición mas favorable.

El problema de la seguridad de las fabricas es, pues, un problema de estabilidad al vuelco. De los tres criterios fundamentales que debe cumplir una estructura (resistencia, rigidez y estabilidad), es este ultimo el que gobierna el proyecto de las fabricas: las tensiones son bajas y las deformaciones pequeñas. El criterio de estabilidad conduce a una visión de las estructuras de fabrica basada firmemente en la geometria:

es la forma la que posibilita que las trayectorias de esfuerzos esten siempre dentro de los limites de la fabrica.

el reino de los números

“A computer lets you make more mistakes faster than any invention in human History, with the possible exceptions of handguns and tequila”.

“Un ordenador te permite cometer más errores de una forma más rápida que cualquier otro invento de la Historia de la Humanidad, con las posibles excepciones de las pistolas y el tequila”.

RADCLIFFE, Mitch

La precisión que parece caracterizar cualquier labor “técnica” y en especial el tratamiento de edificios de interés histórico o patrimonial en los que parece imprescindible que cualquier trabajo de conservación se revista de abundante carga “científica” justificativa de las intervenciones planteadas, ha fomentado la implementación de herramientas capaces de reflejar fielmente la condición de trabajo de estructuras de fábrica. La versatilidad de la metodología de análisis de elementos finitos (FEM), capaz de incorporar las diferentes leyes constitutivas, así como prácticamente todas las configuraciones geométricas posibles, ha hecho que el análisis de FEM resulte el método de aplicación de mayor aceptación para el estudio de los sistemas de fábrica, en comparación con los métodos de análisis de gráficos o semigráficos inicialmente propuestos por Heyman. Desde los años 70 del pasado siglo, los métodos de elementos finitos se han convertido en una herramienta ampliamente aplicada para el análisis de las estructuras de fábrica, tal vez por el potencial de traslación “visual” de los complejos resultados numéricos que permiten los programas de análisis.

Sin embargo esta metodología no puede ser considerada sin más como sustitutiva de otras posibles sistemáticas al uso. El éxito del análisis de cualquier modelo FEM depende de la precisión contemplada en sus parámetros de entrada, de tal manera que a medida que la complejidad de los problemas aumenta, como sucede en el caso de estructuras de fábrica, especialmente en el caso de edificios históricos, la capacidad de incorporar plenamente la realidad física en el modelo de elementos finitos disminuye.

Las dificultades fundamentales que surgen durante el desarrollo del modelo de FEM de las estructuras fábrica se encuentran principalmente en la obtención de las dimensiones físicas reales, de las propiedades mecánicas de los materiales constituyentes y de las adecuadas condiciones de contorno. Las dificultades en la definición de estos aspectos del modelo de elementos finitos derivan de la falta de conocimiento de factores reales y, en algunos casos, de la adecuada comprensión del comportamiento de la fábrica. Como resultado, los analistas somos incapaces de definir estos parámetros del modelo FEM de entrada con seguridad, e, inevitablemente, la incertidumbre se introducen en el modelo de elementos finitos.

Paralelamente al desarrollo de métodos numéricos comenzaron a desarrollarse análisis fotoelásticos que permitían acercarse de alguna manera a la “visualización” de las líneas de distribución de la energía elástica.

El primer análisis fotoelástico de un edificio histórico de fábrica ciertamente puede ser atribuida a Robert Mark, que en la década de 1960, utilizó la técnica de fotoelástico para determinar experimentalmente los estados de estrés de una serie de catedrales francesas. Dado que con este método sólo se pueden medir los estados de tensión de las placas elásticas, Mark realizó su investigación sobre modelos planos de las secciones transversales de estas construcciones

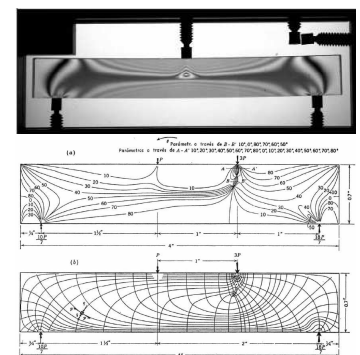




fig. 3.39. a Modelo fotoelástico de la Catedral de Palma de Mallorca.

MARK, Robert

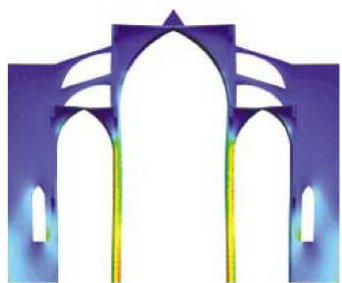


fig. 3.39.b Modelo FEM de la Catedral de Palma de Mallorca

ROCA P. y LODOS J.C.

- Además de la variabilidad natural entre las unidades individuales que componen la fábrica, las propiedades resistentes del mortero, dependientes del tiempo añaden incertidumbre en el análisis. Incluso en los casos en los que resulta posible realizar ensayos de caracterización de algunos materiales constituyentes, el número limitado de pruebas proporciona información estadísticamente insignificante. Aún cuando estas pruebas se consideran representativas, las propiedades de los elementos aislados no son suficientes para definir el comportamiento del material “conjunto”, ya que el comportamiento de las fábricas dependerá en gran medida las propiedades físicas del mortero o simplemente de la calidad y trabazón que presente.
- La determinación de las propiedades del mortero también es problemática porque la extracción de una muestra de mortero intacto de una estructura existente es una tarea ciertamente difícil y, por otro lado, las pruebas para medir las propiedades de mortero de jóvenes sobre muestras de laboratorio ofrecerán resultados poco realistas debido a la dependencia de la edad que presentan las propiedades del mortero.
- Las propiedades mecánicas de un conjunto de fábrica homogeneizada resultan estrictamente anisotrópicas debido a la presencia de juntas de mortero. Estas propiedades de los materiales anisotrópicos son difíciles de determinar debido al espesor de junta de mortero altamente variable, a la presencia de vicios ocultos en los materiales, a las dimensiones no uniformes de las unidades, y a la irregular ejecución.
- La constitución interior de la construcción de fábrica, especialmente histórica, presenta una cierta discontinuidad en base a la existencia de volúmenes vacíos o de diferentes densidades. Aunque resulta posible una inspección de la constitución interior mediante métodos térmicos o de radar, incorporar esta información en un modelo de elementos finitos no es sencillo.
- La geometría de la construcción de mampostería casi siempre es imperfecta, incluso cuando se construye en condiciones de laboratorio, tratando de modelizar construcciones existentes. Efectos como el pandeo lateral hacia el exterior del plano de los elementos verticales debido a las cargas laterales, el “aplanamiento” de arcos y bóvedas debido a la formación de grietas, y la deformación geométrica debido al movimiento de los soportes, pueden inducir una variabilidad adicional en la geometría de estas estructuras. Por lo general, en el análisis de FEM, la geometría se idealiza. Este aspecto inevitablemente introduce incertidumbre en el análisis.
- Las condiciones ambientales, tales como la temperatura o la humedad, afectan al comportamiento de las estructuras de fábrica. La humedad absorbida aumenta la masa de las unidades de fábrica y reduce la rigidez de las juntas de mortero. Por tanto, los efectos ambientales deben ser incluidos en el análisis y, sin embargo, a menos que el análisis FEM incorpore métodos probabilísticos, es difícil incluir esta variabilidad ambiental en el análisis.
- Efectos de posibles daños estructurales acumulados o de las reparaciones o intervenciones anteriores sobre una estructura de fábrica a menudo están mal documentados. Estos aspectos aumentan el número de factores desconocidos y, asimismo, aumentan la complejidad de modelado FEM.
- El efecto de la mano de obra en el comportamiento de fábrica estructural es un factor importante, cuyos efectos son difícilmente cuantificables en una estructura a gran escala y aún más difíciles de incorporar en el modelo de elementos finitos.

Para reducir el problema a un “tamaño manejable”, es crucial establecer los supuestos y simplificaciones adecuadas para cada uno de estos aspectos relacionados con el comportamiento del material y la geometría física de la construcción de fábrica.

Además, se introducen incertidumbres adicionales en el análisis relativos a los planos de apoyo del conjunto, cuando nos referimos a construcciones en su conjunto, debido a la complicada interacción suelo-estructura en la base de la estructura o las restricciones impuestas por elementos adyacentes. Así la representación exacta de las condiciones de límite también se convierte en un problema cuando el modelo de elementos finitos se construye para analizar una subestructura incluida en el conjunto del sistema.

Cuando se construye un modelo de una subestructura, las condiciones de contorno entre los componentes implican factores dependientes de la presión de contacto, fricción superficial, grietas existentes, y la dirección de carga, así como del comportamiento elástico de cada unidad de fábrica y mortero. Sin embargo, las opciones de conectividad de los principales programas de FEM suelen incluir las restricciones de traslación y rotación sin dar ninguna opción para poner en práctica la física correspondiente a conexiones más complejas, tales como fricción de la junta, la deformación inelástica, el movimiento de cuerpo rígido, etc. Por otro lado, un intento de incluir estos fenómenos físicos complica aún más el problema debido a los parámetros desconocidos de estos fenómenos y, por lo tanto, la aplicación de las condiciones de contorno disponibles en el software FEM sigue siendo la opción de análisis comúnmente elegida.

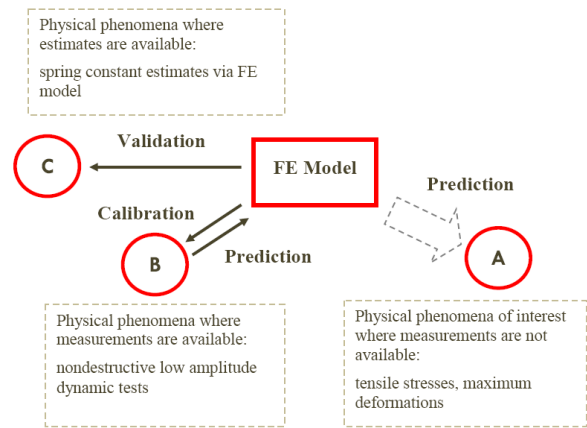


fig. 3.40. Calibración de los parámetros de entrada en un modelo numérico mediante el uso de características comparadas.

“Calibration Under Uncertainty for FiniteElement Models of Masonry Monuments”

ATAMTURKUR, S., HEMEZ, F. y UNAL C.
NNSA (2010)

Durante las últimas décadas, se ha avanzado en la adecuación de soluciones FEM con la evidencia física de las estructuras analizadas a través de los conocidos como procedimientos de correlación del modelo. A medida que surge la necesidad de una evaluación estructural más precisa, el concepto de correlación del modelo resulta un medio de evaluación de la veracidad de los resultados del análisis, de tal manera que cuando las soluciones FEM se comparan favorablemente con las mediciones de correlación correspondientes, esto resulta aceptado como signo de la precisión del modelo. Sin embargo, si la comparación ofrece un resultado aceptable, resulta frecuente atribuir las discrepancias a las deficiencias en el modelo, ya sea debido a los imprecisos parámetros del modelo o a erróneas decisiones de modelado.

“Los análisis de este tipo de estructuras (obras de fábrica) no se puede esperar que lleguen a un acuerdo adecuado con la realidad.

No obstante, en el campo del análisis elástico, principalmente influenciado por la obra de Robert Mark, se llevaron a cabo en los años 1970 y 1980 interesantes experiencias con la ayuda del método de elementos finitos (FEM).

El problema aquí es que la estructura portante se modela como un continuo con conocidas propiedades elásticas y las condiciones precisas, de límites conocidos.

Como esto no se puede aplicar a los edificios de fábrica, el análisis por elementos finitos de estas estructuras de acuerdo a la teoría de la elasticidad es un puro ejercicio “académico”.

PIEPER, Klaus (1983)

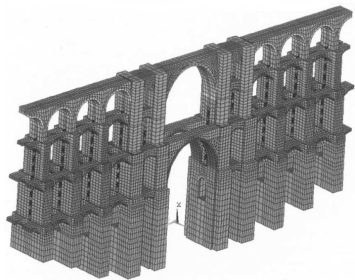


fig. 3.41. Viaducto de Göltzsch.
SCHLEGEL y RAUTENSTRAUCH (2000)

Modelo tridimensional de elementos finitos que consta de 46 elementos y 504 nodos de 63 336 con un total de 190 008 grados de libertad.

Nueve parámetros materiales eran necesarios para describir la resistencia de la unión de albañilería. La estabilidad del puente del ferrocarril y la admisibilidad frente a las nuevas necesidades de carga pudo ser verificada de acuerdo con las normas aplicables, mediante el empleo de un sistema de análisis FEM.

"Los cálculos lineales no puede asignar, por ejemplo, la activación del efecto arco bajo cargas muertas. ...

Del mismo modo, la redistribución de carga, que son evidentes debido a los efectos térmicos en particular, podría dar lugar a notables efectos no lineales que podrían ser considerados como altamente problemática.

Otra necesidad de la evaluación realista de las tensiones en la estructura es el modelado en tres dimensiones.

Sólo con un modelo 3D, es posible considerar la excentricidad y la superposición desfavorable de diversas acciones y garantizar la plena activación de las reservas de fuerza en la construcción de fábrica"

SCHLEGEL et al. (2003)

Los avances en la correlación de modelo se han fundamentado en el uso de la evidencia física para reducir las deficiencias de los modelos FEM, en un proceso comúnmente conocido como la "calibración del modelo". Durante el proceso de calibración los parámetros inciertos son iterativamente ajustados hasta que el modelo de elementos finitos resultante reproduzca un acuerdo aceptable con la evidencia física. En este contexto, la evidencia física se obtiene a través de mediciones experimentales que son relevantes para el identificar las deficiencias en el modelo.

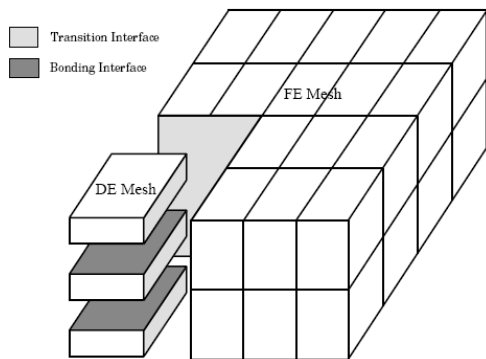
la inclusión de las obras de fábrica

Las particulares características de las obras de fábrica, considerado como material capaz de generar en exclusiva tensiones de compresión (nula resistencia a tracción), no resultan fácilmente abordables por todos y cada uno de los programas de análisis FEM. Si bien es cierto que algunos permiten la simulación de un material "unilateral" como vino a denominar J. Heyman, la solución más precisa debería de partir de un análisis iterativo en el que después de un análisis elástico inicial, los nudos sobre los que se induce tracción fueran separados, conformando así las líneas de discontinuidad del material. Las nuevas y sucesivas idealizaciones resultantes debería de converger en una solución en la que sólo confluyeran tensiones de compresión. Aunque no sería un cálculo "verdadero", sin duda esta solución sería más realista que un simple análisis elástico lineal.

El problema fundamental reside en cuales han de ser los modelos de elementos finitos a utilizar con el fin de poder tener en cuenta de forma adecuada la discontinuidad y la irregularidad intrínseca al comportamiento de los sistemas estructurales de fábrica. Efectos como el historial de cargas hasta el momento de análisis y los movimientos posibles que el sistema ha experimentado deben de ser igualmente contemplados. Frente a esta problemática están surgiendo nuevos tratamientos para la simulación de la distribución de la tensión en los componentes en forma arbitraria bajo posibles condiciones no lineales del material.

El convencional Método de los Elementos Finitos (FEM) se basa en los conceptos de la mecánica de medios continuos y no está adaptado a los problemas generales de la propagación de fractura, ya que requiere que las discontinuidades se propaguen a lo largo de los límites de elementos predefinidos. Los correspondientes conceptos de elasticidad y mecánica de fractura sólo son aplicables en las situaciones que se ocupan de una sola grieta o de una pequeña fisura en la que no se haya producido ningún tipo de fragmentación.





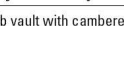




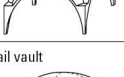

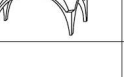
En contraste, el Método de Elementos Discretos (DEM) está específicamente diseñado para resolver los problemas que presentan fuertes discontinuidades en el comportamiento geométrico y del material. El método de los elementos discretos idealiza la totalidad del medio en un conjunto de cuerpos individuales, que además de su propia respuesta deformable, interactúan entre sí (a través de una interacción de tipo de contacto) para llevar a cabo la misma respuesta que el medio.

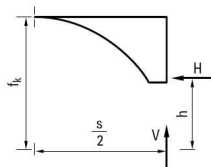


Un enfoque mucho más natural y certero podría resultar de una combinación del método de elementos discretos (DEM) y del método de elementos finitos (FEM), propuestas que se están desarrollando en la actualidad y cuyos ejemplos de aplicación resultan aún muy singulares y resultan principalmente aplicados a los estudios de comportamiento del terreno (túneles, excavaciones, ...) [Schlegel, Konietzky y Rautenstrauch, 2005].

fig. 3.42. Modelado de un elemento según métodos DEM y FEM

Frente a estas “ideales” condiciones de análisis existen otras pequeñas alternativas para poder implementar de una manera más o menos adecuada las particulares de las obras de fábrica en el tratamiento de elementos finitos. Por ejemplo resulta posible contemplar cuales podrían ser los tipos de fisuración (conguentes) con determinados tipos de obras de fábrica (nos referimos a arcos, bóvedas y cúpulas), de tal manera que pueda ser posible abordar un cálculo no lineal con predicción acerca de la posible aparición de estas distorsiones. Barthel reúne en su “*Static analysis and evaluation of the construction system of a gothic vault*” (1993) gran cantidad de información acerca de las medidas y los daños causadas por ciertos tipos de movimientos en obras de fábrica que resultan de gran interés.

$s/b = 1/1$	$s/b = 3/2$	$s/b = 2/1$	s/b	v	$V/(g \frac{s}{2} \frac{b}{2})$	$H/(g \frac{s}{2} \frac{b}{2})$	h/f_k
			1/1	0.0	1.07	1.03	0.49
			1/1	2.0	1.07	0.77	0.34
			3/2	0.0	1.19	0.83	0.44
			3/2	0.1	1.19	0.61	0.29
			1/1	0.0	1.17	0.73	0.45
			2/1	0.0	1.24	0.91	0.44
			3/2	0.0	1.41	0.76	0.29
			3/2	0.5	1.41	0.73	0.28
			3/2	0.0	1.11	0.89	0.46
			3/2	2.0	1.11	0.64	0.27
			1/1	0.0	1.13	0.78	0.44
			2/1	0.0	1.12	0.94	0.48
			3/2	0.0	1.14	0.83	0.34
			3/2	2.0	1.14	0.68	0.27
			1/1	0.0	1.19	0.70	0.33
			2/1	0.0	0.82	0.89	0.39



s Major span
b Minor span
 f_k Rise at intersection of vaults
g Weight per unit area
v Support displacement in mm on calculated syst
V Vertical force of one quarter
H Horizontal force of one quarter
h Height of horizontal force above impost

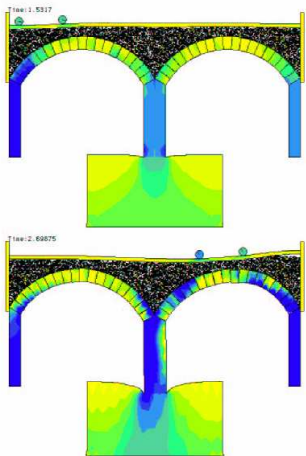


fig. 3.43. Modelado del fallo de un arco mediante el Método de los Elementos Discretos (DEM).

MOHAMMADI S.
“Discontinuum Mechanics using Finite and Discrete Elements”
Wit Press(2003)



LEIBNIZ, Godofredo Guillermo
(1646-1716)

"Rien ne se fait tout d'un coup, et c'est une de mes grandes maximes et des plus vérifiées que la nature ne fait jamais des sauts: ce que j'appelle la Loi de la Continuité".

"La ley de la continuidad porte que la Nature ne laisse point de vuide dans l'ordre qu'elle suit".

"Nada sucede de repente, y esa es una de mis grandes máximas y esto además verifica que la naturaleza nunca hace saltos: Yo apelo a la Ley de la Continuidad".

"La ley de la continuidad indica que la Naturaleza no deja punto sin efecto en el orden que sigue."

Leibniz ha verificado esta "bella ley" -así la llama en una ocasión- de muchos modos en las diferentes ciencias: tanto en la psicología (pneumática) como en la biología, tanto en la geometría como en la física, le concede un significado importante.

"Universalidad de este principio en la geometría", donde es especialmente importante para el cálculo infinitesimal. Pero la ley de la continuidad es válida igualmente en física, porque "armoniza continuamente lo físico con lo geométrico", garantizando el orden en la naturaleza. En la física está su "mayor utilidad", (*usage grandissime dans le physique*), especialmente para la teoría del movimiento.

En virtud de la ley de la continuidad se transforman, para Leibniz, "todas las oposiciones absolutas en relativas" de modo que en su Dinámica entiende el reposo como un movimiento de velocidad infinitamente disminuida. Así se supera la estricta oposición entre reposo y movimiento, concibiéndose el movimiento, en general, de una manera nueva.

De estos estudios se obtienen datos tan significativos como el que indica que para desplazamientos verticales de los apoyos menores 2 mm., en el caso de luces entre apoyos de 10 m (es decir 1/20 000 a 1/5000 del vano, se producen agrietamientos en los tipos fundamentales de bóvedas y cúpulas de fábrica, con un cambio drástico en la distribución interna de tensiones y en el valor del empuje horizontal.

Es obvio que el uso de una herramienta tan potente como puede ser un programa FEM no puede conducir a resultados plenamente satisfactorios cuando se aborda con un grado de incertidumbre tan grande como el que resulta de desplazamientos tan pequeños que ni siquiera pueden ser medidos en las estructuras de fábrica.

Sin embargo, cuando se utilizan análisis no lineales de elementos finitos, debemos recordar siempre que la solución al conjunto de ecuaciones de las leyes materiales, además de las de equilibrio y de las condiciones de compatibilidad, resulta muy sensible a los cambios en las condiciones de contorno y en las relaciones internas (crecimiento de la fisura). El comportamiento mecánico de las estructuras de fábrica tiene su propia "historia" y el conocimiento de esta historia es indispensable para una adecuada comprensión del comportamiento portante de estos sistemas estructurales.

El FEM, como el cálculo elástico tradicional, asimila, de forma general, la fábrica a un continuo al que atribuye ciertas propiedades elásticas, prefijando unas condiciones rígidas de contorno. Estas afirmaciones de compatibilidad y sobre todo de las propiedades del material, junto con las de equilibrio estático, forman un sistema de ecuaciones que permite una única solución.

Este enfoque presentará varios problemas, tal y como hemos dicho.

- En primer lugar, la resolución del sistema es muy sensible a pequeñas variaciones en las condiciones de contorno. Un pequeño descenso o giro de uno de los apoyos, aunque éste resulte imperceptible a la vista, provocará una variación notable del sistema de esfuerzos internos.
- En segundo lugar la fábrica tabicada dista mucho de ser un material continuo y está, frecuentemente, agrietada. El empleo de programas FEM que permiten un análisis no lineal mejora el modelo, pero éste sigue siendo muy sensible a las variaciones en las condiciones de contorno, al historial de carga de la estructura, a la formación de grietas en zonas inesperadas, ...

En resumen, el resultado de un análisis elástico mediante FEM puede que sea poco significativo, o no le sea en absoluto, a la hora de entender el funcionamiento resistente de la obra de fábrica.

El método de elementos finitos (FEM) es la negación del Principio de Continuidad de Leibniz, que sigue dominando la Teoría Elástica y por lo tanto también de la Teoría del Arco Elástico. Muchas veces la potencia de análisis que se asume mediante el empleo de los diferentes programas y software que permiten acercar su tratamiento en un entorno "amigable" a cualquier tipo de usuario derivan en simplificaciones tales de las que realmente es posible obtener resultados ciertamente contradictorios. Este proceso de la ingeniería intelectual en general, resulta transformado por el desarrollador de software en un algoritmo, se implementa en un programa y se instala en el ordenador. El usuario lo único que debe de

hacer es traducir el modelo computacional en los “datos de entrada” para el software, y luego dejar que el ordenador haga los cálculos y genere los dibujos, y ,finalmente, interpretar los resultados. Por lo tanto, los cálculos estructurales se han convertido en el objeto de automatización.

Con pros y contras y más allá de fáciles críticas de defensa corporativa es innegable que la precisión de análisis que la metodología implementada en los programas FEM resulta abrumadora, a pesar de que su “realista precisión” quede en manos de la pericia y conocimiento del usuario final y de su capacidad de síntesis de los datos de partida, de los sistemas de trabajo (mecánica) del elemento y del material empleado y de la adecuada interpretación del conjunto de resultados y datos ofertados.

Hay dos enfoques principales para abordar modelos FEM en las obras de fábrica:

- El micromodelado, que se centra en los estados heterogéneos de tensión y deformación, teniendo en cuenta las propiedades de las “piezas” individuales que conforman la fábrica y las juntas de mortero. Este tipo de modelo no resulta “práctico” para el caso de análisis de grandes construcciones en base a la cantidad de información precisa y al conjunto de operaciones matemáticas que resultan.
- El macromodelado resulta una cierta simplificación frente al anterior, en tanto que se asume un comportamiento homogéneo entre los elementos constitutivos de la fábrica y el mortero de agarre. Es decir, se contempla un único material homogeneizado.

Hay cuatro aspectos principales relacionados con la estructura que deben definirse en el desarrollo del modelo de elementos finitos: la geometría, las propiedades del material, las condiciones de contorno, y las cargas. La interrelación y dependencia entre éstos complican aún más el problema; por ejemplo, las condiciones de contacto dependen de las propiedades del material y estas propiedades de los materiales pueden cambiar de acuerdo a la carga, ya sea por el comportamiento del material en función del tiempo o debido a la no linealidad del material. Por otra parte, también parte de las decisiones, tales como los tipos de elementos a emplear y tipo de mallado, dependerán también del tipo de análisis y de las opciones disponibles en el programa de elementos finitos.

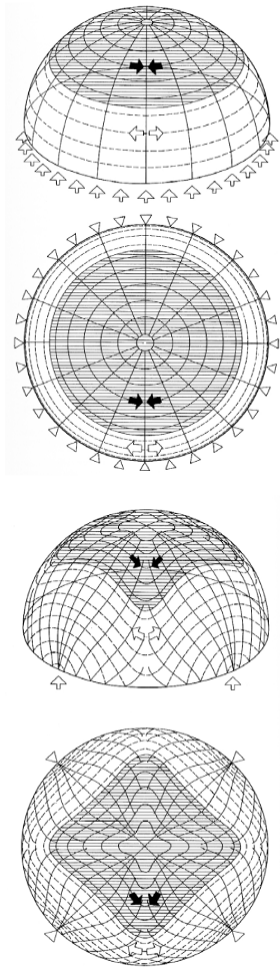


fig. 3.44. Distribución de esfuerzos.

La cúpula puede imaginarse como unos gajos o arcos meridianos cuya flexión está impedida por los anillos o paralelos horizontales. En las zonas en las que los gajos quieren hundirse hacia dentro, los paralelos se lo impiden trabajando en compresión, y donde los gajos quieren abrirse, el paralelo ha de evitarlo resistiendo en tracción.

Las deformaciones de la lámina ya no son lo suficientemente pequeñas para poder prescindir de ellas, ya que la obligada continuidad entre su superficie y el anillo exterior provoca una flexión de los meridianos.

La dirección de los esfuerzos meridianos y anulares se modifica igual que si estuvieran sometidos a un "campo magnético"

las bóvedas de fábrica

El análisis de elementos finitos (FEM) es un método de aproximación numérica que permite resolver la distribución de fuerzas (tensiones), desplazamientos o deformaciones en el sistema. Para poder abordar un análisis de este tipo es necesario construir un modelo analítico, que idealiza las variables de la estructura en estudio: la geometría, propiedades de los materiales y las condiciones de contorno, así como las cargas existentes o posibles. La idealización se basa casi en exclusiva en el criterio del analista acerca de cómo se comporta el sistema y qué características son importantes para representar de manera adecuada estos factores durante el proceso de resolución de la estructura.

En aras de poder incrementar la confianza en la veracidad de los resultados obtenidos resulta preciso establecer una serie de hipótesis básicas de principio que, en cualquier caso, deberán de ser validadas o corregidas en función del desarrollo del análisis.

- Las desviaciones son pequeñas de manera que la no linealidad geométrica no se produce.
- Los materiales presentan un comportamiento elástico lineal.
- El material es isotrópico.
- El material es homogéneo.
- La estructura se compone de segmentos asimétricos, y las pequeñas imperfecciones de la construcción tienen poca influencia.
- El espesor de la bóveda o cúpula es uniforme (o casi uniforme)
- Las propiedades básicas de los materiales del sistema (inercia y las fuerzas elásticas) son independientes unos de otros.

El modelado de un sistema real puede resultar ciertamente problemático cuando se pretende tener en cuenta todos y cada una de las interacciones entre los parámetros que se pueden tener en cuenta. En cualquier caso, una metodología, más o menos aceptada, podría establecerse en base a los siguientes pasos.

1. La bóveda se divide en tipos de elementos finitos uni, bi o tridimensionales.
2. La bóveda se divide en tipos de elementos finitos uni, bi o tridimensionales.
3. Las funciones de aproximación de los desplazamientos se formulan para los elementos finitos resultado de la discretización.
4. El estado de deformación se determina para esta condición de desplazamiento.
5. Las fuerzas distribuidas en las fibras extremas se convierten en las fuerzas de nodo estáticamente equivalentes y éstas se colocan en equilibrio con las fuerzas de los elementos finitos vecinos.

la geometría

El desarrollo FEM comienza con la generación del modelo geométrico. En el particular caso de una bóveda, caracterizada por su geometrías curvas, la construcción adecuada del modelo geométrico debería de fundamentarse en una medición precisa de ciertos puntos de referencia que permitan el trazado de la geometría tridimensional del sistema.

La precisión de esta proceso de modelado ha de regirse por un criterio de simplificación en el que tengan cabida de manera sensata aquellos elementos que resultan significativos para el posterior análisis. Pequeños objetos decorativos, o las formas torneadas características de algunos elementos pueden ser simplificadas por secciones equivalente que frente a un proceso de macromodelado apenas ofrecerán modificaciones significativas de los resultados finales.

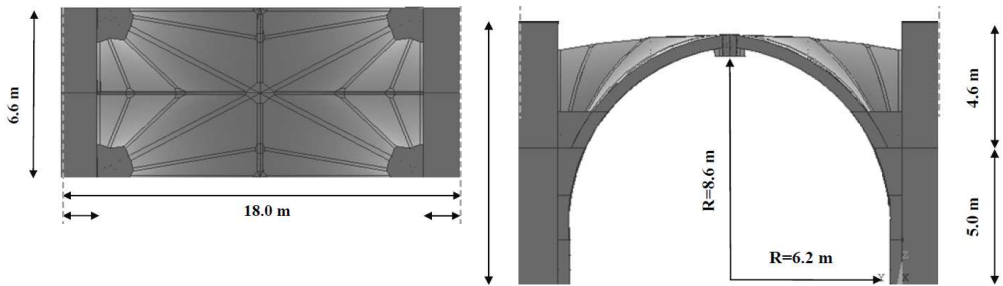


fig. 3.45. Medición de las dimensiones fundamentales para el trazado geométrico del modelo.

Dentro de este proceso de simplificación del modelo resulta posible llegar a “eliminar” el trazado de determinados elementos, tales como paredes laterales por ejemplo, de tal manera que en el modelo final su presencia puede ser sustituida por vínculos o condiciones de contorno que aporten mecanismos de trabajo del conjunto análogos a los que resultan de la presencia de dicho elementos.

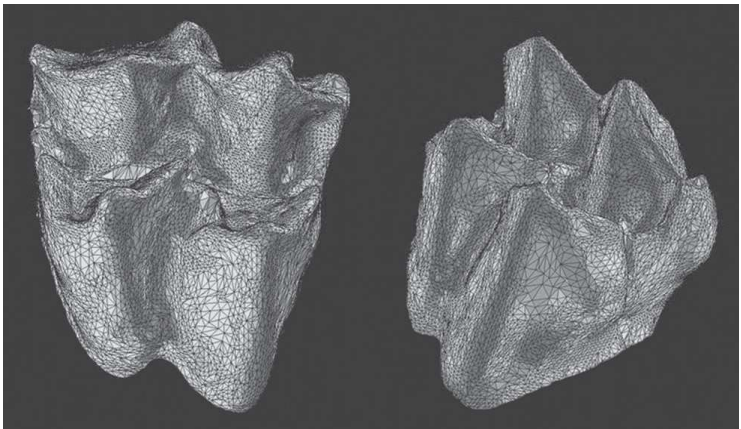


fig. 3.46. Modelo sólido del segundo molar superior de Procervulus ginsburgi.

D. DEMIGUEL, et al. "Aplicación del análisis 3D de elementos finitos en el estudio biomecánico de la dentición de mamíferos"

"El modelador debe tratar de excluir los detalles superfluos, pero incluyendo todas las características esenciales, de modo que el análisis del modelo no será innecesariamente complicado..."

pero que sin embargo proporcione los resultados que describen el problema real con una precisión suficiente"

COOK et al. (2002)

"Concepts and Applications of Finite Element Analysis"
Ed. Wiley (2002)



Algunos elementos, tales como contrarrestos o rellenos en zonas de pechina, pueden ser igualmente sustituidos por cargas que provoquen sobre el resultado final unas condiciones restrictivas similares a las aportadas por la existencia de dichos elementos.

En este criterio de simplificación geométrica gran parte de los programas actuales están implementando la posibilidad de extrapolar geometrías tridimensionales trazadas desde programas de modelado cad directamente a los módulos de análisis FEM (ficheros de intercambio aci, p.e.) Esta posibilidad está permitiendo aportar al modelo algunas particularidades sin el excesivo trabajo que supone su modelado a partir de las herramientas de trazado de los programas FEM.

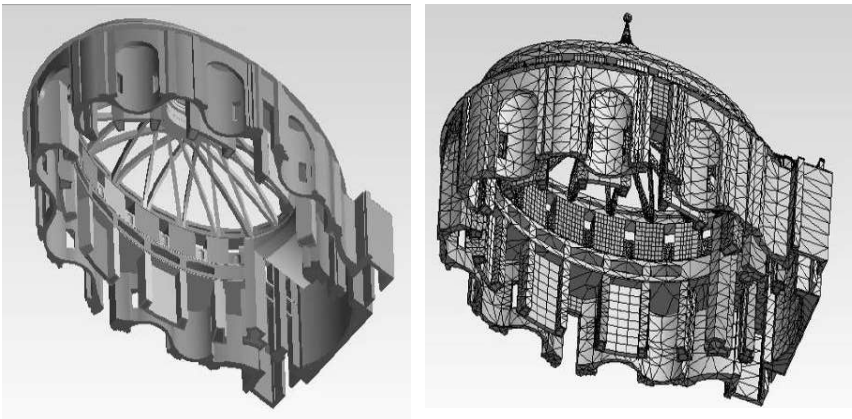


fig.3.47. Traslación directa desde un proceso de modelado 3D con un programa Cad a un software de análisis FEM.
"Bóveda Elíptica de la Universidad Laboral de Gijón" (Arq. Luis Moya Blanco, 1950-55)
Modelo incluido en "El Espacio Divinizado. Universidad Laboral de Gijón", realizado bajo la tutoría del Dr. Emilio Martín Gutiérrez.

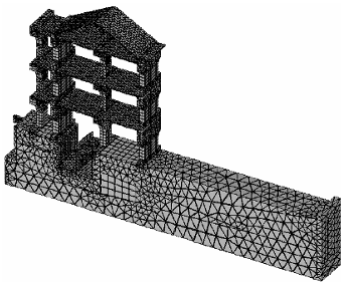


fig. 3.49. Modelado del Antiguo Hospital de la Marina (Cartagena).
MARTÍNEZ CUENCA, Antonio (20020)

La inclusión de ciertos elementos añadidos al análisis, tales como el terreno, no tiene por qué determinar una mayor precisión de resultados durante el análisis.

Por ejemplo en este caso, además de la propia indefinición de las propiedades del terreno (material heterogéneo), los resultados estarán directamente influenciados por el tipo de vínculo entre elementos que se haya establecido entre la "construcción" y el "terreno".



fig. 3.48. OLARTE J., PROAÑO R., SCALETTI H., TORRES M., ZAVALA C.
"Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de la Catedral del Cusco" (2001)

el tipo de elemento

El modelo geométrico discretizado se compone de una serie de puntos nodales y elementos de conexión entre los cuales se mantiene el criterio de compatibilidad. La variación de estado dentro del elemento se aproxima a partir de los parámetros nodales: el término "*elemento finito*" se refiere a cada segmento individual sobre el cual se aplica la interpolación. La designación de los grados de libertad nodales (DOF), limita el resultado y gobierna la variación espacial de la variables geométricas sobre el elemento finito.

Structural Point	Structural 2-D Line	Structural 2-D Beam	Structural 3-D Beam	Structural 3-D Solid
Structural Mass MASS1 1 node 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	Spar LINK1 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY	Elastic Beam BEAM5 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, ROTZ	Plastic Beam BEAM3 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, ROTZ	Offset Tapered Unsymmetric Beam BEAM8 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, ROTZ
Structural 3-D Line Spar LINK8 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ	Tension Only Spar LINK10 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ	Linear Actuator LINK11 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ	Elastic Beam BEAM4 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	Thin Walled Plastic Beam BEAM34 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ
Offset Tapered Unsymmetric Beam BEAM8 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	Elastic Straight Pipe PIPE14 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	Elastic Pipe Tee PIPE17 4 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	Curved Pipe (Elbow) PIPE18 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	Plastic Straight Pipe PIPE30 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ
Immersed Pipe PIPE29 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	Plastic Curved Pipe PIPE30 2 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	Structural 3-D Solid Triangular Solid PLANE2 4 nodes 3-D space DOF: UX, UY	Axisymmetric Harmonic Struct. Solid PLANE3 4 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ	Structural Solid PLANE2 4 nodes 3-D space DOF: UX, UY
Structural 2-D Shell Plastic Axisymmetric Shell with Torsion SHELL41 3 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTZ	Axisymmetric Harmonic Struct. Shell SHELL41 3 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTZ	Shear/Twist Panel SHELL38 4 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	Membrane Shell SHELL41 4 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ	Plastic Shell SHELL41 4 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ
Elastic Shell SHELL41 4 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	16-Layer Structural Shell SHELL91 8 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	Structural Shell SHELL91 8 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	80-Layer Structural Shell SHELL91 8 nodes 3-D space DOF: UX, UY, UZ, ROTX, ROTY, ROTZ	

fig. 3.50.

Algunos de los elementos contenidos en el Catálogo de Ansys (Ansys User's Manual)

Hoy en día, los programas FEM ofrecen numerosos tipos de elementos y opciones diferentes. Cada tipo de elemento tiene sus propias ventajas y desventajas, la selección depende principalmente de la DOF que proporcionan. Los elementos tipo "Shell" (lámina) resultan particularmente adaptados para el modelado de las bóvedas y cúpulas, ya que su mayor operatividad y su menor carga de tiempo de trabajo los hace eficaces frente a otros tipos de elementos sólidos, incluyendo todos los efectos de carga que caracterizan las bóvedas, además de las interacciones entre las fuerzas de la membrana y los momentos de flexión.

Estos elementos, tipo "Shell" se han desarrollado para modelar superficies de simple curvatura o doblemente curvadas de espesor variable. En general, están disponibles en los dos elementos en forma de cuadrilátero (cuatro nodos) y triangular (tres nodos). Estos elementos tienen seis grados de libertad en cada nodo: desplazamientos de los nodos en las direcciones x , y y z y rotaciones sobre los ejes x , y y z , presentando rigidez de flexión, cortante y membrana.

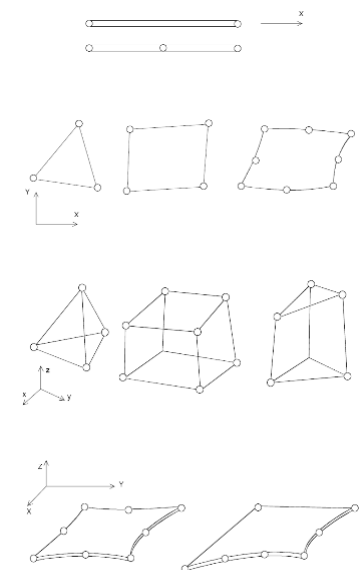


fig. 3.51.a Elemento para elasticidad unidimensional.

fig. 3.51.b Elemento para elasticidad bidimensional.

fig. 3.51.c Elemento para elasticidad tridimensional.

fig. 3.51.d Elemento placa.

fig. 3.51.e Elemento cáscara.

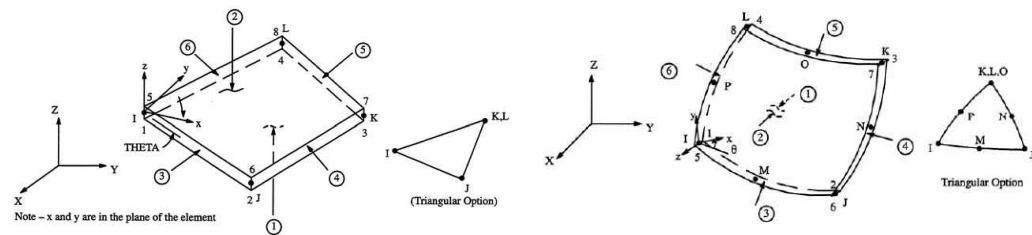


fig. 3.52. a | b Elemento tipo SHELL 63 (3-D Elastic Shell) y elemento tipo SHELL 93 (8-Nodes Structural Shell)

SHELL63. 3-D Elastic Shell

Shell 63 has both bending and membrane capabilities. Both in-plane and normal load are permitted.

The element has six degrees of freedom at each node: translations in the nodal x, y, and z directions and rotations about the nodal x, y, and z axes.

Stress stiffening and large deflection capabilities are included.

Para poder definir el tipo más “sencillo” (SHELL 63) es necesario definir el tamaño de los tres nodos (cuatro nodos en el caso de un cuadrilátero) y las propiedades del material ortotrópico. El espesor se supone que varía linealmente a lo largo de dicho elemento. Proporciona una capacidad de deformación limitada, dos capacidades, de flexión y de membrana, ambas asignadas por la variables de “rigidez a la flexión y rigidez de membrana”. Permite la aplicación de cargas en el plano y normales a su plano.

SHELL93. 8-Node Structural Shell

Shell93 is particularly well suited to model curved shells. The element has six degrees of freedom at each node: translations in the nodal x, y, and z directions and rotations about the nodal x, y, and z axes.

The deformation shapes are quadratic in both in-plane directions.

The element has plasticity, stress stiffening, large deflection, and large strain capabilities.

Frente al tipo anterior, el tipo SHELL93 tiene mejor capacidad para adaptarse a superficies curvas, debido a la adición de un nudo adicional entre nudos extremos. Para el caso de un elemento triangular es necesario definir seis nodos y los tres valores de espesor de nodos de esquina, junto con las propiedades del material. Para las formas de cuadriláteros, resultará necesario definir los ocho nodos y cuatro valores de espesor de esquina. Las dimensiones variables se interpolan en forma cuadrática en el interior del elemento en función de las condiciones geométricas definidas para los nodos extremos.

SOLID45. 3-D Structural Solid

Solid is used for the three-dimensional modeling of solid structures. The element is defined by eight nodes having three degrees of freedom at each node: translations in the nodal x, y, and z directions.

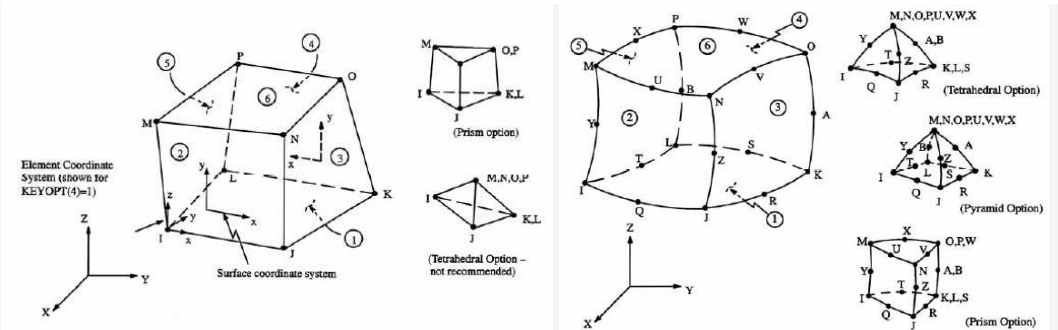


fig. 3.53. a | b Elemento tipo SOLID 45 (3-D Structural Solid) y elemento tipo SOLID 95 (3-D 20–Nodes Structural Solid)

SOLID95. 3-D 20-Node Structural Solid

SOLID95 can tolerate irregular shapes without as much loss of accuracy.

SOLID95 elements have compatible displacement shapes and are well suited to model curved boundaries.

The element is defined by 20 nodes having three degrees of freedom per node: translations in the x, y, and z directions.

The element may have any spatial orientation.

The element has plasticity, stress stiffening, large deflection, and large strain capabilities.

Los elementos sólidos, por otro lado, son adecuados para la modelización de nervaduras, costillas o incluso paredes laterales. En los bordes de elementos sólidos que no presentan un nodo medio la variabilidad se introduce linealmente, mientras que si a lo largo de un borde existe un nodo central, la variación resulta parabólica. El elemento más complejo, SOLID95, tiene nodos centrales en sus lados extremos, con un total de 20 nodos con tres grados de libertad por nodo: traslaciones en las direcciones x, y, y Z. Pueden presentar formas tetraédicas o piramidales indistintamente para adaparte de forma adecuada a la geometría del elemento a modelizar.

Para materiales homogéneos, la “lámina” está representada generalmente por la superficie media, también llamada superficie de referencia (situado en el centro del espesor), sobre la que se pueden establecer nodos perimetrales sobre los que determinar los vínculos con el resto de los elementos estructurales.

el tamaño del mallado

Una vez que la selección del tipo de elemento se ha completado, el modelo sólido se subdivide entonces en una serie de elementos finitos de este tipo, a través de un procedimiento sistemático, que habitualmente conocemos como mallado. La topología y el tamaño de los elementos individuales resultan muy influyentes en los resultados del análisis, y están controlados por las diferentes variables que permiten implementar los programas de análisis de elementos finitos. El grado de generación de las formas de los elementos es controlada por las relaciones de aspecto (las proporciones de las dimensiones clave de los elementos), las desviaciones de ángulo de las esquinas, o por el paralelismo de los bordes opuestos. Aunque los elementos con formas irregulares puede ser necesario en algunos casos, es importante asegurar ciertas limitaciones de estos factores de forma por medio de los controles de malla de los programas.

El tamaño de malla se basa en el nivel de aproximación aceptable para la investigación. En teoría, los infinitos matices de malla (mayor número de elementos) podrían dar lugar a una verdadera representación del modelo, ofreciendo soluciones exactas para el problema matemático, lo que es hipotéticamente posible, pero poco práctico en realidad. Por lo tanto, es necesario decidir el nivel de refinamiento en el tamaño de la malla, recordando que también una malla gruesa genera resultados analíticos muy pobres, mientras que los resultados de una malla muy fina se convertirán en un verdadero problema de cálculo.

Dado que la solución se basa en el desplazamiento nodal, y las tensiones y las deformaciones se calculan a partir de este, la malla debe ser refinada en las regiones en donde la exactitud de la distribución de la tensión es importante. Siempre existirá un cierto equilibrio entre la reducción del tiempo de cálculo y la precisión de la solución.

Algunos planteamientos sobre el tamaño de mallado que resulta más adecuado inciden en la necesidad de establecer una "solución de referencia", a la cual se podría llegar a partir de una serie de análisis iterativos en los cuales la malla se fuera refinando secuencialmente. Mediante una técnica de extrapolación se podría estimar la solución que se obtendría si el cálculo final se desarrollase tras infinitas resoluciones con mallados cada vez más finos, es decir $\Delta x \rightarrow 0$.

Las dos metodologías que fundamentan estos planteamientos de verificación de la adecuación del tamaño de mallado resultan el conocido como Modelo de Ansatz y el índice de convergencia de la malla (GCI). El primero se fundamenta en las propiedades de convergencia asintótica de las soluciones discretas, mientras que el segundo resulta empleado para estimar los límites de incertidumbre numérica asociados al análisis.

El Modelo Ansatz resulta en una ecuación que describe la velocidad con que la solución converge $y(\Delta x)$, a partir de análisis consecutivos en los que reduce el tamaño de la malla (Δx), hasta alcanzar la solución de referencia y^R

$$|y^R - y(\Delta x)| = \beta \cdot (\Delta x)^P$$

En donde:

β resulta un coeficiente particular que depende de las condiciones de estudio

P representa la velocidad de convergencia que requiere para su determinación un mínimo de tres mallados.

$$P = \frac{\log \left(\frac{y(\Delta X_M) - y(\Delta X_C)}{y(\Delta X_F) - y(\Delta X_C)} \right)}{\log(R)}$$

Siendo:

ΔX_C mallado más grueso

ΔX_M mallado medio

ΔX_F mallado más fino

R representa una relación del refinamiento efectuado.

$$R = \frac{\Delta X_C}{\Delta X_M} = \frac{\Delta X_M}{\Delta X_F}$$

El valor del tamaño de mallado Δx resultará de la razón:

$$\Delta x = \left(\frac{V}{N_e} \right)^{\frac{1}{D}}$$

En donde:

V representa el área o el volumen del dominio.

N_e representa el número total de elementos finitos

D representa la "dimensionalidad" del problema, es decir $D = 2$ para el caso de geometrías bidimensionales y $D = 3$ para el caso de geometrías tridimensionales.

las propiedades del material

El comportamiento real de la fábrica no es lineal, en el sentido de que la ley tensión-deformación, incluso para el comportamiento elástico de compresión, puede mostrar plastificación. El comportamiento de la tensión a niveles bajos resulta inelástico debido a la influencia de la fisuración. El comportamiento en compresión con altos niveles de tensión también resulta inelástico, debido a los efectos irreversibles (plastificación). Cuando abordamos tensiones de compresión, la plastificación se produce por el desarrollo de fisura paralelas a la dirección de la tensión. Si hablamos del comportamiento a tracción, una vez que que produce la fisuración en la dirección normal a la tensión, la plastificación ocurre porque la rigidez al cierre que presenta la fisura resulta mucho menor que el módulo de Young del material.

En las aplicaciones más comunes, los conjuntos de fábrica son anisotrópicos y no homogéneas debido a la presencia y orientación de las juntas de mortero. Al analizar la respuesta global de la estructura, modelar el comportamiento real de un sistema de fábrica es prácticamente imposible, y por lo tanto, resulta necesario establecer aproximaciones e hipótesis para poder caracterizar el comportamiento de estos materiales en el modelo de elementos finitos. De forma habitual se asume la simplificación de considerar la validez de un comportamiento elástico lineal, homogéneo e isotrópico en el material constituyente

Aunque se trata de una burda aproximación, la validez de las hipótesis de comportamiento elástico lineal se han tratado de verificar a través de estudios experimentales. A través de las pruebas de muestra de material constituyentes, se pueden determinar las características de los materiales isotrópicos. Entonces, los valores obtenidos se homogeneizan con el fin de lograr una “razonable” aproximación basada en una supuesta isotropía de un material unitario. Mientras que las estructuras en ensayo se encuentran generalmente libres de procesos severos de fisuración, es posible establecer una cierta correlación con el comportamiento real en estado fisurado en el análisis FEM, actuando sobre la ley constitutiva del material.

“The most notable result was consistent orthotropic properties. On average, the dynamic elastic modulus E_x was 21520 MPa in the X-direction, but E_y was only 12000 MPa in the Y-direction.

For all tiles, E_x exceeded E_y by a factor of about 1.8. Examining the statistical variation in both directions, it is clear that the orthotropic properties are significant throughout all of the tested tiles.

However, despite the presence of orthotropic properties, it is necessary to use an average value for E of about 16548 MPa in structural models, because it is assumed that the tiles were randomly oriented in the structure”.

El resultado más notable fue la constatación de las propiedades ortotrópicas. En promedio, el módulo elástico dinámico E_x era 21520 MPa en la dirección X, pero E_y era sólo 12000 MPa en la dirección Y.

Para todas las piezas, E_x Excedido a E_y por un factor de aproximadamente 1.8. Examinando la variación estadística en ambas direcciones, es evidente que las propiedades ortotrópicas son significativas a lo largo de todas las bóvedas ensayadas.

Sin embargo, a pesar de la presencia de estas propiedades ortotrópicas, es necesario utilizar un valor promedio para E de aproximadamente 16548 MPa en los modelos estructurales, ya que se supone que las piezas estaban orientadas al azar en la estructura.

SALIKLIS, E. et al.

“Finite Element Modeling of Guastavino Tiled Arches”.

Proceedings of the Eighth International Conference on Structural Studies, Repairs and Maintenance of Heritage Architecture.

Halkidiki, Greece (2003).

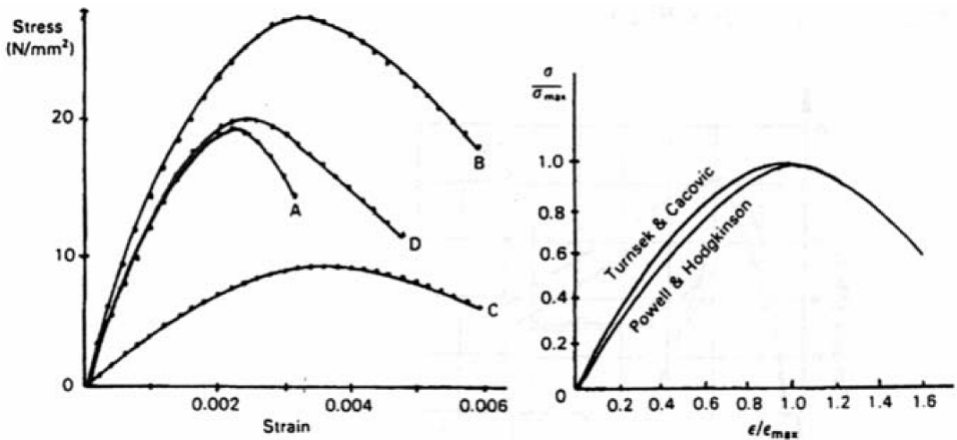


fig. 3.54. Comportamiento elástico del material "fábrica".

POWELL, B y HODGKINSON H.R. "Determination of Stress-strain relationship of Brickwork". British Ceramic Research Assoc. (1976)

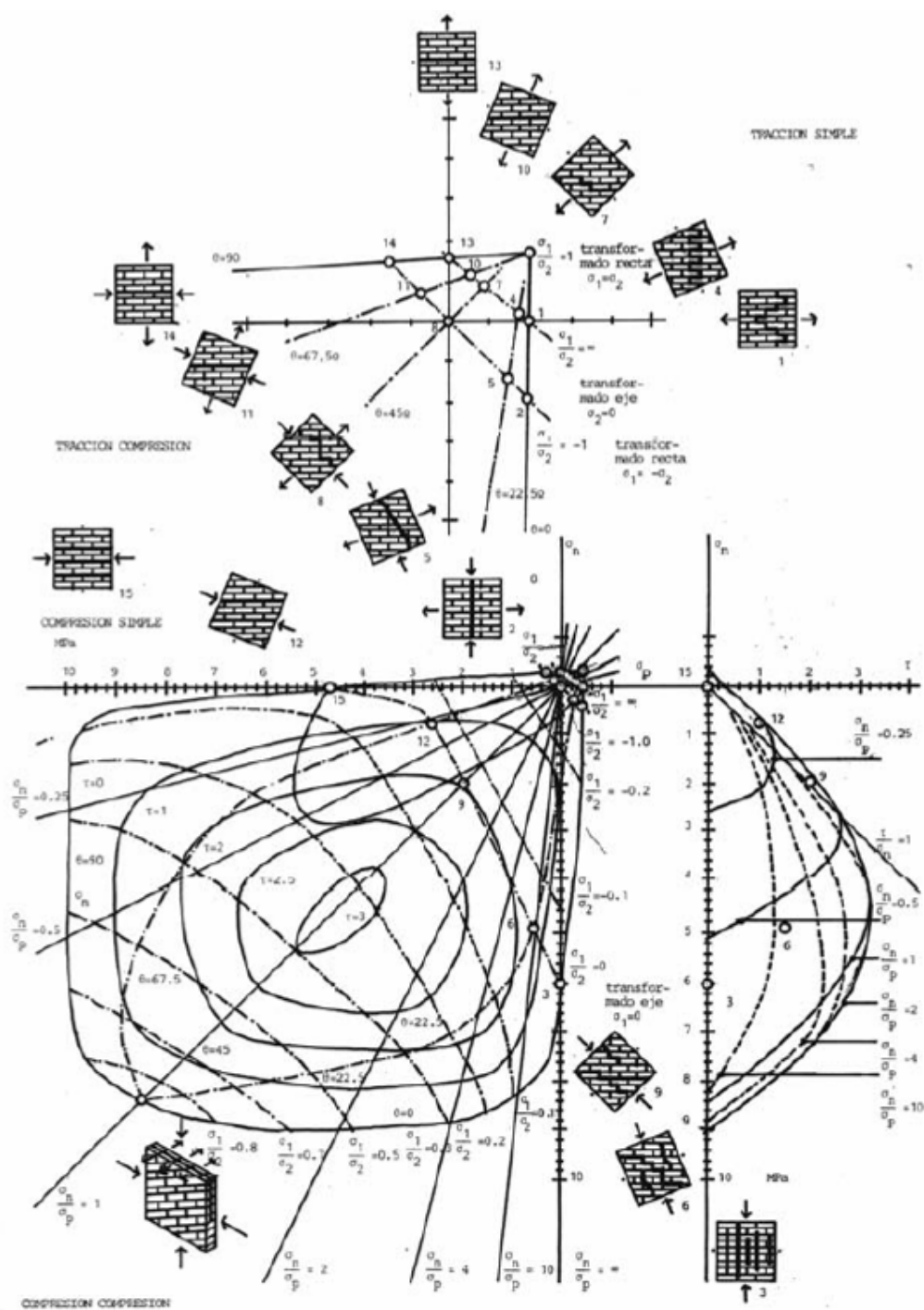


fig. 3.55.

"Estudio del comportamiento del muro de fábrica de ladrillo con consideración de comportamiento no lineal".
Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid (1986).

AYUSO ANTONIO, Rolando

las condiciones de contorno

La modelización de las condiciones de contorno existentes es especialmente difícil en el modelado de sólidos de las estructuras de fábrica, ya que las particularidades de las restricciones dependerán tanto de la configuración de sus miembros, como de las propiedades físicas de la fábrica. Ninguna de las condiciones de contorno idealmente “libres” o completamente “restringidas” pueden existir en una estructura real. En todo momento, este tipo de consideraciones representa un simple aproximación, y la elección de uno u otro depende de en primer lugar de la comprensión y pericia del analista y, en segundo lugar, de la capacidad del software FEM.

Debido a que las condiciones de contorno son aplicables a los grados de libertad de los nodos, en lugar de a los elementos, la adecuada “prescripción” de las condiciones de contorno se relaciona de manera directa con la conveniente selección de los tipos de elemento finito a emplear. En la mayoría del software FEM las restricciones físicas intervienen en el análisis mediante factores de desplazamiento y/o capacidad de rotaciones en los nodos, en función de definiciones precisas del analista.

Por tanto, es preciso siempre identificar y evaluar las propiedades físicas de estos “soportes” a fin de poder obtener una clara representación de ellos en condiciones de contorno idealizadas. Debido a que muchas de las respuestas físicas, tales como las tensiones o las deformaciones son muy sensibles a las condiciones de contorno, las definiciones precisas de las condiciones de contorno son cruciales para una precisión del análisis.

De nuevo nos enfrentamos a la necesidad de establecer presupuestos sobre los mecanismos que de una u otra manera afectarán a los resultados del análisis, en campos de incertidumbre frente a las condiciones reales en que se encuentra la estructura. En general nos encontraremos en situaciones en las que la “conexión” sólo puede resultar aproximada bajo una concepción semiflexible, empleando para ello ideales resortes (*springs*) con cierta capacidad de traslación y giro. Estos resorte contemplados pueden poseer un comportamiento lineal, condición favorable de análisis ya que la única variable a acotar para la determinación del diagrama tensión-desplazamiento resulta la constante de muelle, o bien comportamientos no lineales, lo que obliga al conocimiento de determinadas propiedades de difícil caracterización.

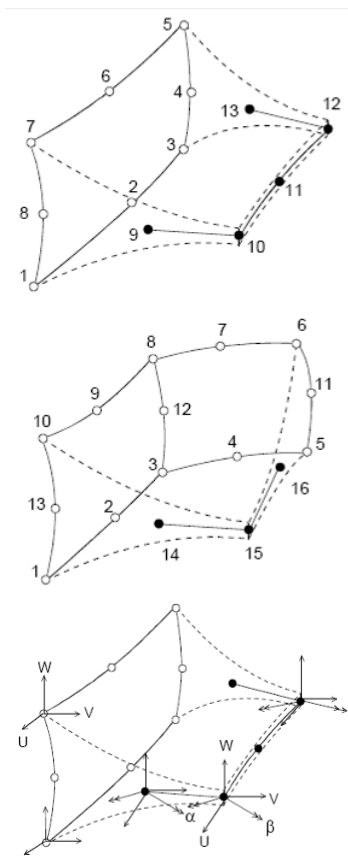


fig. 3.56.a Elemento de transición sólido cáscara.

fig. 3.56.b Elemento de esquina para la transición sólido cáscara.

fig. 3.56.c Grados de libertad del elemento de transición.

verificar, validar, calibrar

*Model verification aims to answer the question:
Are we solving the equations right?*

*Model validation aims to answer the question
Are we solving the right equations?"*

ROACHE, P.J.

"Verification and Validation in Computational Science and Engineering"
Ed. Hermosa Publishers (1988)

Hemos tratado la "incertidumbre" de factores que por una u otra razón determinan la consistencia y veracidad de un análisis por métodos FEM referidos a una obra (bóveda) de fábrica. Por tanto resulta necesario establecer algún mecanismo que nos permita poner en valor la bondad de los resultados obtenidos, toda vez que éstos resultarán de la necesaria adecuación de una serie de valores que se asumen como "ideales". Parece imprescindible acometer algún tipo proceso que nos permita verificar el modelo, validar las condiciones de idealización del modelo y finalmente "calibrar" el conjunto metodológico. Este proceso nos permite conocer la exactitud y precisión de los factores asumidos, toda vez que de estos dependerá directamente la exactitud y precisión de los resultados. Estos factores de los que depende la veracidad de las soluciones analíticas de una metodología FEM son fundamentalmente:

- La adecuación de las ecuaciones que rigen el análisis, como pueden ser las definiciones matemáticas del comportamiento dinámico de las láminas o cáscaras.
- La precisión de la solución numérica, por ejemplo, la finura de discretización.
- La precisión de los parámetros físicos, por ejemplo, los valores característicos de las propiedades del material y las definiciones correctas de las condiciones de contorno.
- La adecuación de los modelos de elementos constitutivos, por ejemplo, asumir un comportamiento lineal sólo cuando la respuesta resulte predominantemente lineal.

Los dos primeros factores son puramente matemáticos y constituyen el proceso de "verificación" del modelo. Cuando se produce un "desacuerdo" entre las predicciones del modelo y las mediciones (reales) asumimos que éste es resultado de una inadecuada representación matemática o de una imprecisa resolución numérica.

Los dos últimos factores se basan en los fenómenos físicos y la evaluación se refiere a la "validación" del modelo. Cuando un modelo de análisis FEM reproduce un conjunto de valores que pueden ser corroborados físicamente asumimos que el modelo resulta válido. Cuando esto no sucede pero se tiene verificada la precisión matemática del modelo, resulta preciso abordar un proceso de pruebas físicas que permitan "calibrar" el modelo. Es necesario generar un modelo independiente de la "evidencia física" que sea capaz de establecer la adecuada correlación entre los factores físicos y los factores idealizados.

"Papers focused on building vaults tend to be more general, more conjectural, and have less opportunity to introduce positive confirming evidence (although several redundant masonry bridges have been available for destructive testing, one hardly expects to see testing of redundant cathedrals)".

*Los trabajos sobre construcción de bóvedas tienden a ser más generalistas, con mayores incertidumbres una conjetura más, y tienen menos oportunidad de generar evidencias positivas que los confirmen.
(aunque varios puentes de fábrica se han puesto al servicio de ensayos no destructivos, casi no resulta posible ver estos ensayos en las catedrales).*

BOOTHBY, Thomas E.

*"Analysis of masonry arches and vaults".
Progress in Structural Engineering and Materials, 3 (2001).*

modelos de correlación

Numerosos estudios se han llevado a cabo con el propósito de comparar las predicciones resultantes de un análisis FEM con el resultado de un simple análisis visual, la detenida observación in situ o las precisas mediciones sobre modelos experimentales. Estos estudios proporcionan un recurso valioso, ya que permiten la observación de las ventajas y desventajas de los procedimientos estáticos de correlación y calibración de los modelos de elementos finitos.

Tal vez el proceso de correlación más inmediato resulta aquel de “*comparación visual*”, tratando de verificar la correspondencia entre las estimaciones analíticas de zonas de tracción y la inspección física de la existencia de las congruentes fisuras en el “*modelo real*”. Algunos ejemplos de esta forma de correlación pueden resultar los tempranos estudios de Mark, R. y Hutchinson P. (1986) que establecieron diferentes planteamientos de análisis FEM, con modelos alternativos que trataban de cotejar con la información disponible sobre las grietas y fisuras existentes en el Panteón de Roma (“*On the structure of the Pantheon*”. Art Bulletin. College Art Association. N° 68)

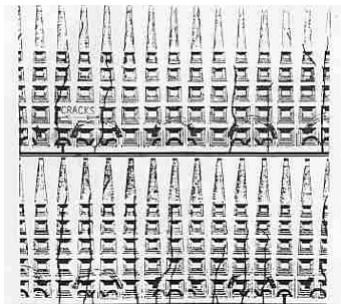
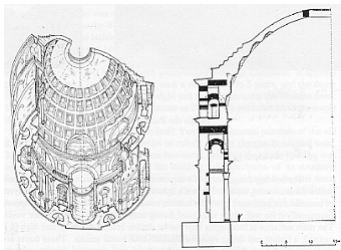


fig. 4.2.a | b Estudio comparativo de las fisuras observadas del Panteón de Roma.

El estudio de Mark y Hutchinson mostró que la fisuración meridiana en la cúpula estaba en la mitad inferior, extendiéndose hasta aproximadamente 57° desde la horizontal .

Un análisis de tensión realizado anteriormente por Cowan había determinado de forma teórica este punto a 37° 36' 23''

Estos métodos incorporan las inspecciones visuales de las grietas existentes que se concentran en unos pocos lugares, a fin de poder recoger aquellos fenómenos que corresponden con procesos tensionales que permitan una adecuada caracterización. Este enfoque visual es de eficacia limitada y es susceptible de cometer errores significativos, especialmente cuando se evidencian asentamientos diferenciales de apoyos o la estructura puede presentar fenómenos de fluencia a largo plazo.

Junto con este “*método visual*” conviven otros “*métodos estáticos*” y “*métodos dinámicos*” que permiten establecer una cierta correlación entre modelo y realidad. Para algunos tipos de estructuras, los problemas asociados a la escasa precisión de los métodos visuales se ha subsanado por medio de pruebas (destructivas y no destructivas) que se centran fundamentalmente en estudiar los procesos de tensión, deformación o flexión bajo procesos de carga controlada. Por ejemplo, Fanning y Boothby (2001) han investigado experimentalmente el comportamiento de varios puentes conformados por arco de fábrica, mediante procesos de carga determinada (camiones). Los modelos simplificados de análisis de los puentes produjeron un acuerdo “razonable”, acorde con los datos resultado de las pruebas de campo.

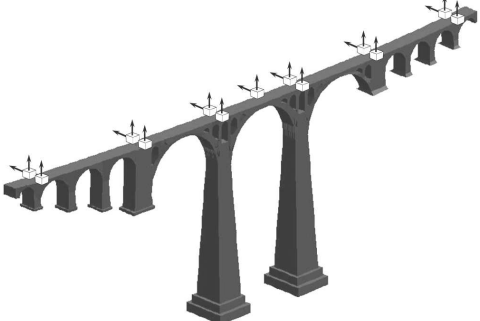
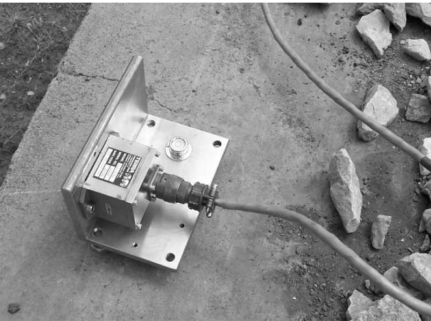


fig. 4.1.a | b Disposición de los acelerómetros en el puente, a fin de evaluar las frecuencias de vibración por efecto de cargas.

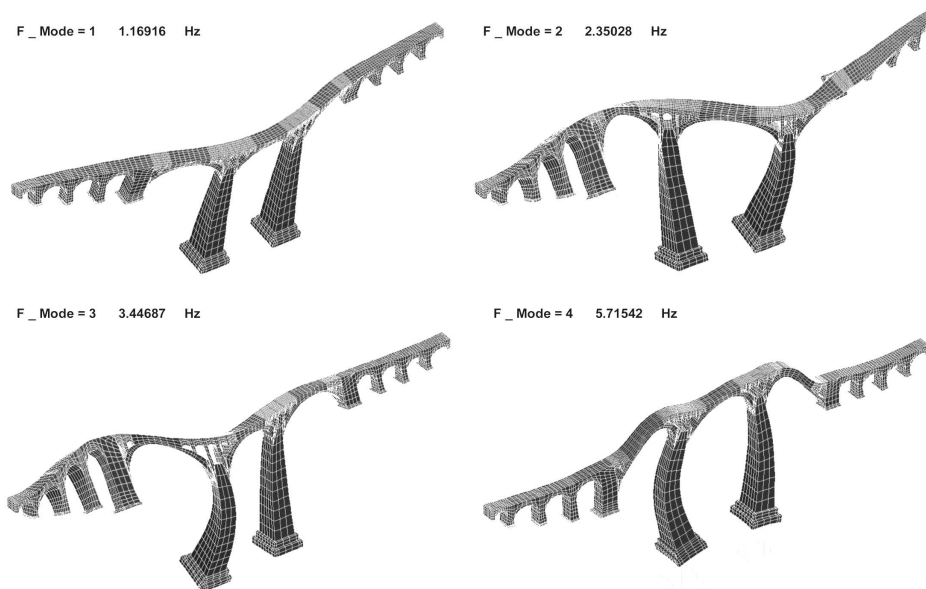


fig. 4.3. Modelos de correlación FEM en base a los resultados de campo.

En base a este modelo de análisis correlativo, los autores ofrecieron una orientación sobre el desarrollo del modelo FEM, especialmente referido a la selección de las propiedades de los materiales y la definición de las rigideces de las pilas.

Estos métodos, basados en la medición in situ de valores de deformación o deflexión, tuvieron éxito cuando resultaron aplicadas a este tipo de construcciones, sin embargo, no parecen prácticos para estructuras de fábrica en edificación, como resultan generalmente las bóvedas, tanto por los problemas de accesibilidad, como por la poca operatividad de efectuar pruebas de carga, en condiciones de valor que ofrezcan resultados de deformación ciertamente medible.

Por esta razón y por la imposibilidad de acometer otro tipo de ensayos in situ de carácter destructivo, se han generado otro tipo de ensayos que tratan de examinar el comportamiento estático de estos sistemas a través de modelos de laboratorio a escala. Estos estudios suelen comparar la tensión medida, la deformación y la resistencia a la rotura del modelo de prueba a escala, correlacionando estos valores con las predicciones del modelo FEM. Los trabajos de E. Milani et al. (2007) se fundamentan en este tipo de métodos de correlación, a partir de la construcción de modelos a escala que permite establecer valores de acuerdo con los modelos de idealización.

En estos casos resulta habitual contemplar el modelo a escala, por ejemplo de una bóveda de cañón, que resulta solicitada frente a una carga vertical cuasiestática, que se aplica de manera creciente hasta que la bóveda forma un mecanismo inestable. El desplazamiento medido y la carga de rotura se compararon con las predicciones del modelo FEM para confirmar la aplicabilidad del modelo desarrollado.

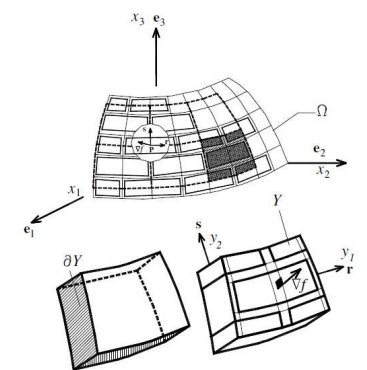
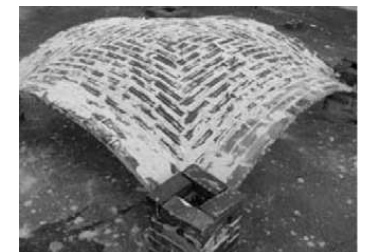
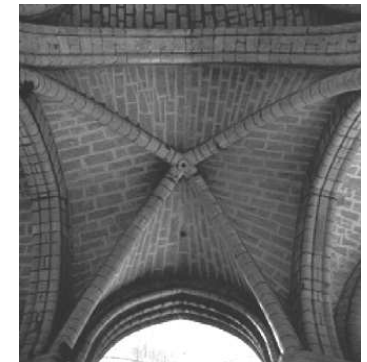


fig. 4.4.a | b | c Realidad, modelo de ensayo y elemento significativo para el análisis FEM

MILANI E. et al.

"Limit Analysis of masonry vaults bay means curved shell finite elements and homogenization"

International Journal of Solids and Structures. Nº 45 (2008)

Este tipo de trabajos tiene la ventaja de poder predecir el mecanismo de rotura que resulta más plausible para cada tipo de geometría ensayada, aunque siempre se ha de tener presente la componente de indefinición e incertidumbre asociado a las “verdaderas” propiedades del material.



fig. 4.5.a | b Ensayos de rotura de un modelo a escala de una lámina de fábrica.

Las pruebas con modelos a escala, cuando se combinan con las predicciones de FE, tienen el potencial para ilustrar el comportamiento de las estructuras de los regímenes de carga que normalmente no se pueden probar en la vida real, como sucede por ejemplo, con los mecanismos de colapso. Sin embargo, los modelos de prueba a escala representan sólo una parte del modelo, y por tanto, tienen el inconveniente de excluir el sistema de retención real elástica ejercida por los elementos adyacentes, o las condiciones de contorno. En consecuencia, los caminos alternativos de distribución de la carga dentro de la estructura también están ausentes del análisis.

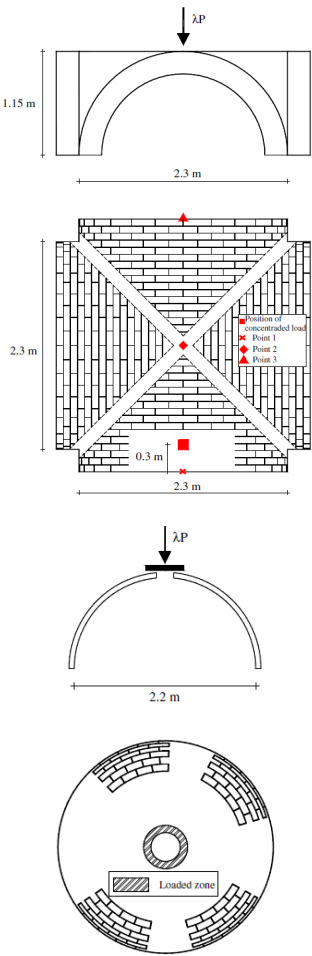


fig. 4.7.a | b Planteamiento de análisis carga-deformación en diferentes geometrías.

CREAZZA et al.

"Analyses of masonry vaults: a macro approach based on three dimensional damage model"

Journal of Structural Engineering. N° 128 (2002)

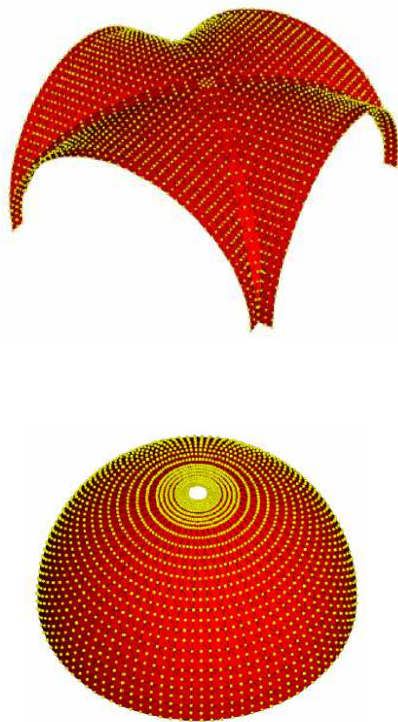
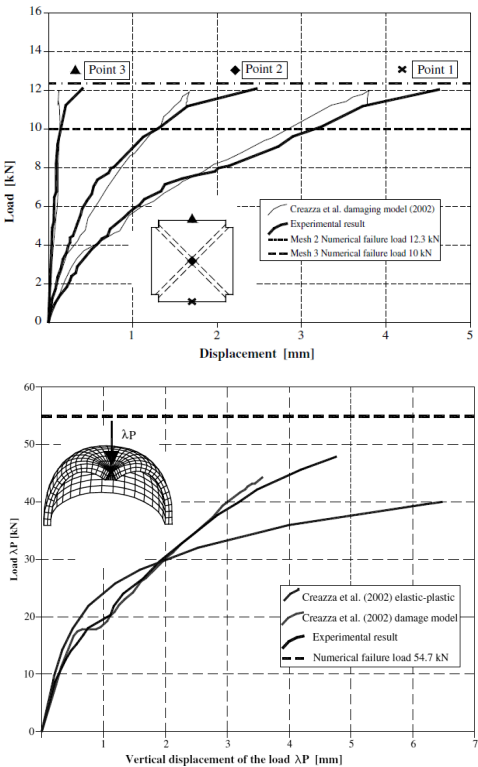


fig. 4.6.a | b Ensayos de correlación con modelos experimentales. CREAZZA et al. (2002)



modelos dinámicos de calibración

Los tipos de ensayo de evaluación que hemos abordado anteriormente podrían dejar de lado factores que pueden resultar en algunos casos de suma importancia, como podrían ser las interrelaciones entre elementos que se producen en las obras de fábrica. Factores tales como la presión de contacto, el rozamiento superficial, y las grietas existentes, así como el comportamiento mecánico de cada unidad y junta de mortero y la variabilidad dimensional de éstos pueden llegar a ser determinantes.

La interacción de estos factores por lo general produce una conexión más “flexible” entre los componentes estructurales y permite ciertos acomodos locales y/o globales. La fábrica es un material con comportamiento elástico no lineal en el sentido de su ley de tensión-deformación y, además, el encaje de las unidades de fábrica (ladrillo o rasilla) no es homogéneo, debido a las juntas de mortero.

Esta falta de homogeneidad del material caracteriza su comportamiento y éste, sea cual sea, debe de ofrecer una determinada respuesta frente a ciertos procesos de “excitación”, como puede ser la acción de una carga exterior o simples fuerzas internas, como pueden ser las de origen térmico. Frente a este fenómeno de excitación el sistema responderá generando una distribución de tensiones y deformaciones entre cada una de sus partes o elementos que, necesariamente se establecerá en función de la interrelación entre éstos. La existencia de distorsiones tales como fisuras, oquedades, mayores juntas de mortero o deficiencia del material, generarán un determinado camino por el que circularan las tensiones provocando un acomodo formal del sistema.

Los ensayos de tipo dinámico tratan de recoger esta condición evaluando cuál resulta la respuesta del sistema frente a la acción de un fenómeno de excitación exterior, analizando la manera en que se distribuye la onda de vibración generada. En la dinámica estructural, un modelo matemático que puede predecir con fiabilidad las características dinámicas del prototipo permite controlar ciertas características importantes, como puede ser el máximo desplazamiento o aceleración que resulta bajo una carga determinada.

Fundamentalmente, el comportamiento dinámico de una estructura depende del equilibrio dinámico que se establece entre las cargas externas y las fuerzas internas, las disipativas y las de inercia que confluyen en el sistema en un instante determinado. Este tipo de ensayos se realizan mediante la identificación de las frecuencias naturales y las formas modales con que responde el sistema frente a una vibración que la excita. Cuando este sistema se somete a una fuerza que depende del tiempo (t), su respuesta será dinámica, de tal manera que se diferenciará de la respuesta estática al tener en cuenta los efectos de las fuerzas de inercia y de amortiguamiento.

Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrará un sistema mecánico solicitado a una acción excitante. La mayoría de los sistemas tienen muchos modos de vibración y es la tarea del análisis modal determinar la forma de esos modos. La vibración de

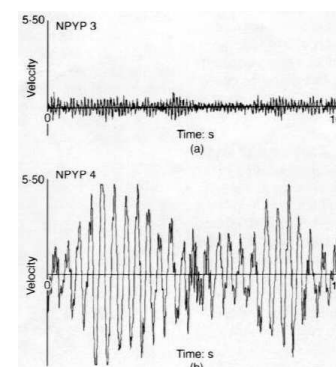


fig. 4.8.a | b Imágenes de los ensayos y toma de datos y resultados de frecuencias de vibración.

Ellis (1998) completó un estudio de daños basado en la detección por modelos dinámicos (vibraciones) sobre 534 pináculos de piedra del Palacio de Westminster en Londres.

El autor adapta tanto las técnicas tradicionales de análisis modal con un excitador de impacto y técnicas de análisis modal ambiental, con la fuerza del viento como un excitador.

Las frecuencias fundamentales naturales de los pináculos se midieron y compararon entre sí. Los pináculos con una frecuencia fundamental atípica fueron identificados como dañados.

ELLIS, B. R.

"Nondestructive Dynamic Testing of Stone Pinnacles of the Palace of Westminster"

Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings (1998).

una estructura es siempre una combinación o una mezcla de todos los modos de vibración. Los “modos” son una propiedad inherente a las estructuras y están determinados por las propiedades del material constituyente (masa o densidad, amortiguamiento y rigidez) y por las condiciones de contorno de la estructura. Cada modo está definido por una frecuencia natural, un amortiguamiento (modal) y una forma o tipo (modal), que en general se conocen como parámetros modales. Si se producen cambios en las propiedades del material o se inducen cambios en las condiciones de contorno, el modo de dicho sistema estructural cambiará. Si una carga o una nueva componente de masa se incorpora al sistema, de nuevo el modo cambiará, vibrando de manera diferente.

Una forma sencilla de acercarse a esta condición resulta tratar de analizar lo que sucede en un sistema con un único grado de libertad. Si recordamos la condición de “muelle” o resorte que podemos definir para describir la condición de restricción parcial que constituyen la mayor parte de los vínculos presentes en las estructuras “reales”, podemos entender que los valores que resultan de estos estudios presentan una gran ventaja: en la dinámica estructural lineal, la matriz de rigidez construida inicialmente para el análisis estático se acompaña de nuevas matrices que tienen en cuenta la masa del elemento y las correspondientes a los factores de restricción correspondientes a las condiciones de contorno.

En un instante determinado (t) podemos relacionar los conceptos de desplazamiento ($x(t)$), fuerza ($f(t)$), Masa (m), amortiguamiento (c) y rigidez (k), de tal manera que en forma matricial resulta posible definir la siguiente razón.

$$mx''(t) + cx'(t) + kx(t) = f(t) \quad [4.1]$$

Esta ecuación establece que la suma de todas las fuerzas concurrentes en la masa (m) han de ser igual a 0, en presencia de una fuerza exterior $f(t)$, la “fuerza” que responde a la inercia (masa) $mx''(t)$, la fuerza de amortiguamiento $cx'(t)$ y la fuerza de rigidez (resorte) $kx(t)$. La variable $x(t)$ representa la posición de la masa m con respecto a su punto de equilibrio, es decir, la posición de la masa cuando $f(t) \equiv 0$. La transformación de la ecuación [4.1] para el dominio de Laplace (suponiendo condiciones iniciales cero) resulta:

$$Z(s) X(s) = F(s) \quad [4.2]$$

En donde $Z(s)$ representa la rigidez dinámica, que puede ser expresada como:

$$Z(s) = m s^2 + c s + k \quad [4.3]$$

La función transformada $H(s)$ entre el desplazamiento y la fuerza, $X(s) = H(s) F(s)$, es igual a la inversa de la rigidez dinámica.

$$H(s) = \frac{1}{m s^2 + c s + k} \quad [4.4]$$

En los sistemas estructurales el coeficiente de amortiguamiento (c) resulta generalmente muy pequeño, definido por la combinación de dos factores, de manera que:

$$\lambda = -\sigma \pm i \omega_d \quad [4.5]$$

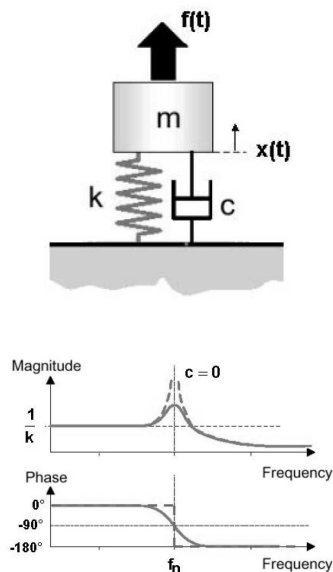


fig. 4.9.a | b. Comportamiento en un sistema con un único grado de libertad.

GUILLAUME Patrick
"Modal Analysis"

Department of Mechanical
Engineering, Vrije Universiteit Brussel
(2005)

En donde $f_d = \omega_d / 2\pi$ representa la frecuencia natural amortiguada
 $f_n = \omega_n / 2\pi$ representa la frecuencia natural no amortiguada
 $\omega_n = \sqrt{k/m} = |\lambda|$
 $\xi = c / 2 m \omega_n = \sigma / |\lambda|$ representa la relación de amortiguación
 $f_d = f_n \sqrt{1 - \xi^2}$

Si, por un instante, se añade una fracción de masa (Δm) a la masa original (m) de la estructura, su frecuencia natural decrecerá a un valor $\omega_n = \sqrt{k/(m + \Delta m)}$

La función de frecuencia de respuesta (FRF), expresada por $H(\omega)$, se puede obtener reemplazando la variable de Laplace (s) por ($i \omega$) en la ecuación [4.4].

$$H(\omega) = \frac{I}{-m\omega\omega + ic\omega + k} = \frac{I}{(k - m\omega\omega^2 + ic\omega)} \quad [4.6]$$

Si $c = 0$, entonces $H(\omega)$ tiende a infinito (∞) para $\omega \rightarrow \omega_n = \sqrt{k/m}$, como se puede observar en la figura 4.9.b

Para el caso de un sistema de múltiples grados de libertad, los términos de la ecuación de movimiento anterior [4.1], se expresan en vectores y matrices.

$$Mx''(t) + Cx'(t) + Kx(t) = F(t) \quad [4.7]$$

Para el caso representado en la figura 4.10 las diferentes matrices que definen el sistema responderán a la forma siguiente.

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \quad C = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 \\ -c_2 & c_2 \end{bmatrix} \quad K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix}$$

$$F(t) = \begin{Bmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \end{Bmatrix} \quad x(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix}$$

Transformando la ecuación [4.7] en el dominio de Laplace, asumiendo condiciones iniciales nulas, el resultado será:

$$Z(s) X(s) = F(s) \quad [4.8]$$

En donde $Z(s)$ representa la rigidez dinámica, que puede ser expresada como:

$$Z(s) = m s^2 + c s + k \quad [4.9]$$

La matriz de la función transformada $H(s)$ entre los correspondiente vectores de fuerza y desplazamiento, $X(s) = H(s) F(s)$, es igual a la inversa de la matriz de rigidez dinámica.

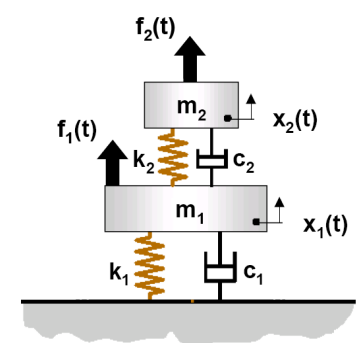


fig. 4.10. Comportamiento en un sistema con múltiples grados de libertad.

GUILLAUME Patrick
"Modal Analysis"

Department of Mechanical
Engineering, Vrije Universiteit Brussel
(2005)

$$H(s) = [Ms^2 + Cs + K]^{-1} = \frac{N(s)}{d(s)} \tag{4.10}$$

Expresión en donde el numerador polinómico $N(s)$ resulta determinado por la expresión:

$$N(s) = adj [Ms^2 + Cs + K] \tag{4.11}$$

Y el denominador $d(s)$ se conoce como el polinomio característico, expresado como:

$$d(s) = det [Ms^2 + Cs + K] \tag{4.12}$$

Cuando el amortiguamiento es pequeño, las raíces del polinomio característico $d(s)$ son complejos pares de polos conjugados, λ_m y λ_m^* , con $m = 1, \dots, N_m$, con N_m número de modos del sistema. La función de transferencia se puede escribir en forma:

$$H(s) = \sum_{m=1}^{N_m} \frac{R_m}{s - \lambda_m} \tag{4.13}$$

en donde las matrices residuales R_m , con $m = 1, \dots, N_m$, definidas por:

$$R_m = \lim_{s \rightarrow \lambda_m} H(s)(s - \lambda_m)$$
$$R_m = \psi_m \psi_m^T = \begin{Bmatrix} \psi_m(1) \\ \psi_m(2) \\ \vdots \\ \psi_m(N_m) \end{Bmatrix} \cdot [\psi_m(1) \quad \psi_m(2) \quad \dots \psi_m(N_m)] \tag{4.14}$$

De modo general podemos concluir que para cualquier sistema de múltiples grados de libertad la expresión de equilibrio del sistema en movimiento resultará:

$$[M]\{d(t)\} + [C]\{d(t)\} + [K]\{d(t)\} = \{F(t)\} \tag{4.15}$$

La velocidad y la aceleración resultan del desplazamiento a partir de la primera y de la segunda derivada respectivamente.

$$M \cdot \frac{\partial^2 x}{\partial t^2} + C \cdot \frac{\partial x}{\partial t} + Kx = F_0 \sin(\omega_f t) \tag{4.16}$$

En donde:

- t tiempo.
- $x(t)$ vector de sistema de desplazamiento en el dominio del tiempo.
- M matriz de masa.
- C matriz de amortiguamiento.
- K matriz de rigidez.
- ω_f vector de frecuencia natural de la función de fuerza.
- F_0 vector magnitud de la función de fuerza.

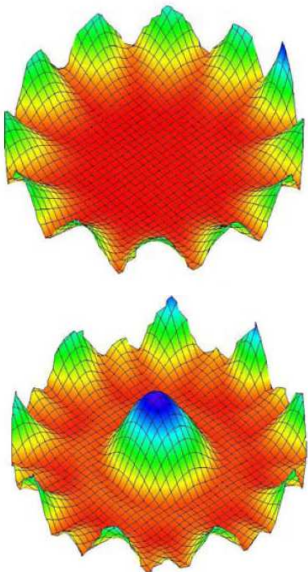


fig. 4.11.a|b. Modos de vibración de una lámina bajo diferentes frecuencias (f_{dr} = 218.3 Hz).
La figura superior corresponde con una frecuencia mitad de la característica de ensayo ($f_{dr}/2$), mientras que la segunda corresponde con la frecuencia característica
THOMAS, O. et al.
"Non-linear vibrations of free-edge thin spherical shells: Experiments on a 1:1:2 internal resonance"
Nonlinear Dyn, 49 (2007)

La solución de la ecuación planteada requiere la conformación (construcción) de las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez. El método FEM construye estas matrices a través del proceso de discretización de la malla. Sin embargo, los métodos de solución de la dinámica estructural no especifican los términos de los que estas matrices elementales se derivan. Por lo tanto, para construir las matrices elementales, es posible la utilización de otros enfoques, en lugar del método FEM.

La ecuación diferencial de segundo orden lineal de movimiento [Eq. 4.16] resuelve el problema de valores si las fuerzas disipativas se omiten o si se supone que el sistema exhibe una amortiguación proporcional. El supuesto de amortiguamiento proporcional define la matriz de amortiguamiento como una combinación lineal de las matrices de masa y la rigidez.

Al resolver el problema de valores propios (autovalores), se obtienen los parámetros modales de la estructura: las frecuencias naturales y las formas correspondientes de modo.

$$[K] - \lambda[M]\{\Phi\} = \{0\} \tag{4.17}$$

En donde:

- λ representa los valores propios, que resultan cuadrado de las frecuencias naturales.
 $\lambda = \omega^2$ [4.18]
- Φ es el vector característico, el vector de modo de forma adimensional correspondiente a cada una de las frecuencias naturales del sistema.

La omisión del componente de amortiguación, o directamente asumir un factor amortiguamiento proporcional, determina resultados de vectores normales de forma modal real. En un modo normal real, las deformaciones máximas se alcanzan simultáneamente en todos los nodos. En los modos complejos, los nodos que dependen del tiempo presentan retardos de fase, mientras alcanzan sus deformaciones máximas.

La solución directa de los valores propios característicos del problema resulta sencillo para los sistemas con pocos grados de libertad. Sin embargo, a medida que aumenta el tamaño del modelo, la solución al problema se vuelve cada vez más compleja, lo que obliga al empleo de ciertas adaptaciones que permiten abordar su tratamiento desde los requisitos y fundamentos matemáticos de los convencionales programas FEM.

El componente clave del análisis modal es la transformación de coordenadas de la ecuación de movimiento de ida y vuelta entre el dominio modal y el dominio del tiempo. En primer lugar se define una matriz modal $[\Phi]$ mediante la colocación de vectores propios $\{\Phi\}$ en las respectivas columnas. La matriz modal se normaliza con respecto a la matriz de masa. Las tres matrices elementales de la Ecuación [4.15] se convierten en un modelo modal que consiste en la combinación de los elementos de masa (modal), rigidez (modal), y valores de atenuación (modal).

$[M_{\Phi}] = [\Phi^T][M][\Phi] = [I]$
 $[C_{\Phi}] = [[\Phi^T][C][\Phi]$
 $[K_{\Phi}] = [\Phi^T][K][\Phi] = [\omega^2]$

matriz de masa
matriz de amortiguación
matriz de rigidez

[4.19]



fig. 4.12. a|b|c. Fábrica Textil Aymerich I Jover. Tarragona (Barcelona, 1907)

MUNCUNILL I PARELLADA, Lluís
Cubierta con bóveda catalana en las naves de la antigua fábrica textil Vapor Aymerich, Amat i Jover, construidas entre 1907 y 1908 y que en la actualidad alberga la sede del Museo de la Ciencia y de la Técnica de Cataluña.

A continuación, el vector de desplazamiento $\{d\}$ se expresa como una combinación lineal de vectores propios. Los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración en coordenadas físicas se transforman en vectores en coordenadas modales.

$$\begin{aligned}\{d\} &= [\Phi]\{Z\} && \text{donde } \{Z\} \text{ es la matriz de desplazamiento modal} \\ \{d'\} &= [\Phi]\{Z'\} && \text{donde } \{Z'\} \text{ es la matriz de velocidad modal} \\ \{d''\} &= [\Phi]\{Z''\} && \text{donde } \{Z''\} \text{ es la matriz de aceleración modal} \quad [4.20]\end{aligned}$$

Las matrices modales, $\{Z\}$ y sus derivadas, son funciones del tiempo, y pueden ser consideradas como una fracción de la contribución a la respuesta del sistema global $\{d\}$ y de sus derivadas. Debido a que la respuesta del sistema se define como la combinación de las matrices modales, este método también se conoce como el Método de Superposición de Modo. La incorporación en la ecuación [4.20] permite obtener la expresión:

$$[\Phi^T][M][\Phi]\{Z''\} + [\Phi^T][C][\Phi]\{Z'\} + [\Phi^T][K][\Phi]\{Z\} = [\Phi^T]\{F(t)\} \quad [4.21]$$

Definiendo $[F_\Phi] = [\Phi^T]\{F(t)\}$, las ecuaciones ensambladas son transformadas en ecuaciones expresadas en coordenadas modales.

$$\{Z''\} + [C_\Phi]\{Z'\} + \omega^2\{Z\} = [F_\Phi] \quad [4.22]$$

En el supuesto de rendimientos proporcionales de amortiguación la solución deriva del planteamiento de una serie de matrices diagonales. Después de la solución de las ecuaciones desacopladas en coordenadas modales, la respuesta del sistema se transforma de nuevo en las coordenadas físicas mediante el uso de las mismas matrices de autovectores, y los resultados son utilizados para obtener la respuesta del sistema en dominio de frecuencia.

La aplicación del análisis modal en el método de análisis FEM tiene ventajas de tratamiento informático, ya que para muchas aplicaciones sólo resulta necesario conocer la porción más baja del espectro, y el cálculo de los vectores de respuesta en coordenadas modales proporciona una precisión más que suficiente.

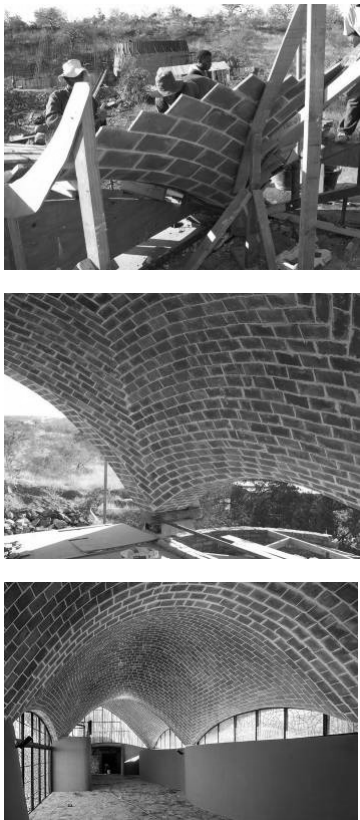


fig. 4.13. a|b|c. Centro de Interpretación Mapungubwe. Parque Nacional de Mapungubwe, Limpopo. (Sudáfrica, 2011).

PETER RICH, Architects.

análisis modal experimental (EMA)

EMA (análisis modal experimental o en su traducción anglosajona *Experimental Modal Analysis*) se refiere a la identificación de las frecuencias naturales y formas modales de una estructura real. En general, esto se logra mediante sistemas de excitación aplicados a la estructura, vibraciones que se trasladan a lo largo de la estructura y el control de los resultados de propagación dependientes del tiempo, de los desplazamientos del sistema, aceleraciones o velocidades. Estos resultados se transforman en términos de frecuencia y se analizan por diversas técnicas de procesamiento de señal para obtener estimaciones que puedan ser implementadas en un análisis de la estructura en forma de parámetros de vibración de la misma.

Todas las estructuras reales presentan cierto grado de disipación de energía, lo que hace que la velocidad de transmisión de una vibración dependa de las fuerzas de restricción y la respuesta de atenuación del sistema en el tiempo. Las estructuras que oscilan antes de llegar a una condición de estado estacionario se denominan sistemas subamortiguado, y a este tipo pertenecen los sistemas abovedados de fábrica. Además, las características de amortiguación del sistema se representan como una combinación lineal de las matrices de masa y rigidez, asumiendo por tanto un factor de amortiguación proporcional. Para poder abordar de manera operativa una metodología de análisis EMA es preciso contemplar algunas condiciones simplificativas.

- Las desviaciones son pequeñas, de tal manera que la estructura presente una respuesta dinámica lineal.
- El comportamiento de la estructura es invariante en el tiempo.
- El comportamiento estructural es invariable frente a acciones térmicas (variaciones de la temperatura).
- La inercia, las fuerzas elásticas y las disipativas son independientes las unas de las otras.

El principal concepto abordado en un análisis modal resulta el conocido como Función de Respuesta de Frecuencia (FRF), y representa básicamente la relación de la respuesta del sistema frente a la fuerza de excitación, examinados en términos de frecuencia. Los tres parámetros físicos de las ecuaciones de la relación de movimiento (masa, rigidez y amortiguamiento), son necesarios para construir el gráfico analítico FRF que represente el comportamiento del sistema.

$$H(\omega) \rightarrow \frac{x(\omega)}{F(\omega)} = \frac{1}{(K - \omega^2 M) + i(\omega C)} \quad [4.23]$$

En donde:

- ω frecuencia natural.
- H función de respuesta de frecuencia.
- $x(\omega)$ desplazamiento sistema en términos de frecuencia.
- $F(\omega)$ función de fuerza en términos de frecuencia.
- M matriz de masa.
- C matriz de amortiguamiento.
- K matriz de rigidez.



fig. 4.14. a | b. Biblioteca Pública de Boston (1900)

GUASTAVINO MORENO, Rafael

Construcción y resultado final de las bóvedas tabicadas de la Biblioteca Pública de Boston diseñada por Rafael Guastavino, al que se puede ver en la primera imagen, sobre uno de sus arcos de ladrillo colocado tan solo unos días antes.

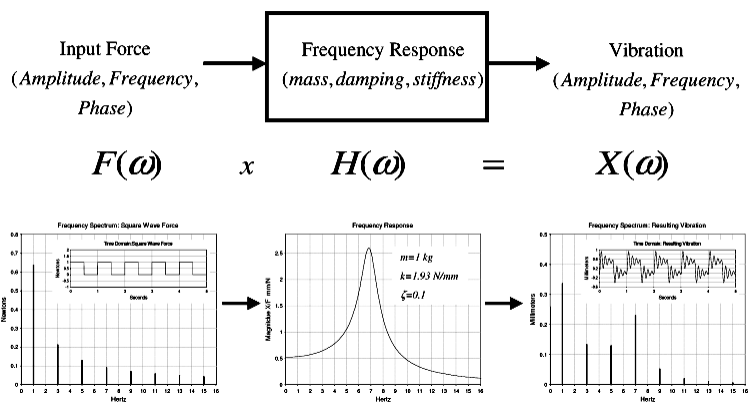


fig. 4.15. Planteamiento conceptual de un análisis modal experimental (EMA).

Esta expresión se puede adaptar en función de la velocidad o de la aceleración, según el tipo de ensayo realizado o de los equipos de medición empleados.

$$H(\omega) \rightarrow \frac{x..(\omega)}{F(\omega)} = \frac{i \omega}{(K - \omega^2 M) + i(\omega C)}$$

función de velocidad

[4.24]

$$H(\omega) \rightarrow \frac{x..(\omega)}{F(\omega)} = \frac{-\omega^2}{(K - \omega^2 M) + i(\omega C)}$$

función de aceleración

[4.25]



fig. 4.17. a|b|c. Ejemplos de construcción de escaleras mediante el sistema de bóvedas tabicadas.

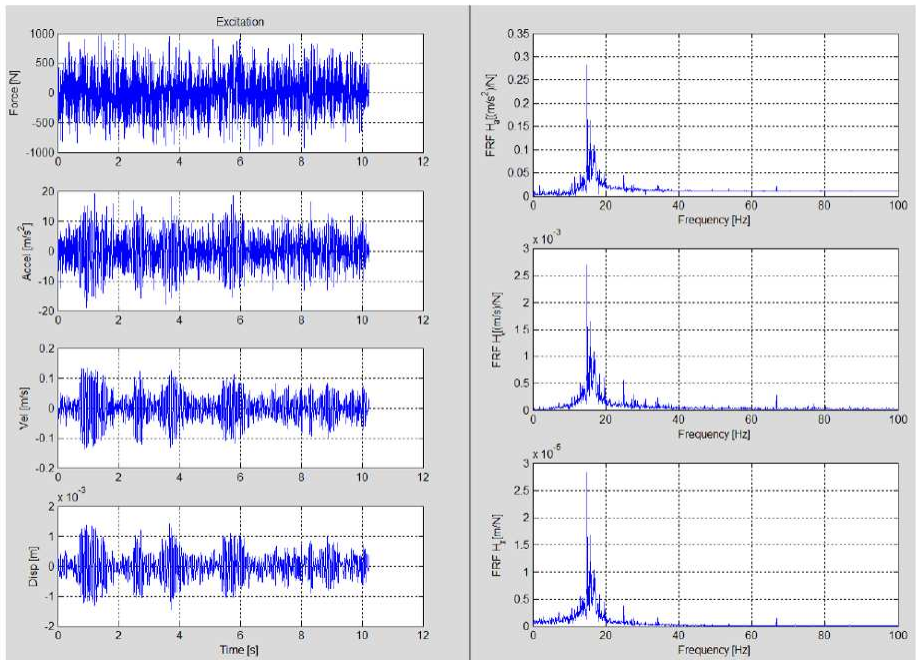


fig. 4.16. Excitación y respuesta del sistema, con sus correspondientes FRFs
SEK, Michael . "Frequency Response Function (FRF)". Victoria University.

Las características físicas, la masa y la rigidez, son los principales parámetros para determinar las frecuencias naturales y formas modales de una estructura. Si consideramos un sistema simple de masa y un resorte cargado por una fuerza dependiente del tiempo, pero de magnitud constante, la oscilación de la fuerza puede ser caracterizada a través de una gama de frecuencias, que grafiadas (FRF) mostrará un comportamiento asintótico en los rangos de frecuencias bajas y altas.

Cuando la frecuencia de fuerza resulta muy inferior a la frecuencia natural, resulta evidente que la rigidez del sistema determina el modo de respuesta del sistema. Cuando la frecuencia de excitación se acerca a la frecuencia natural, la respuesta de la estructura muestra un pico agudo máximo, cuya altura y anchura en el campo de la frecuencia está determinada por la capacidad de amortiguación en el sistema. En frecuencias de excitación mucho más altas, la función de respuesta de frecuencia (FRF) queda determinada directamente por la masa del sistema.

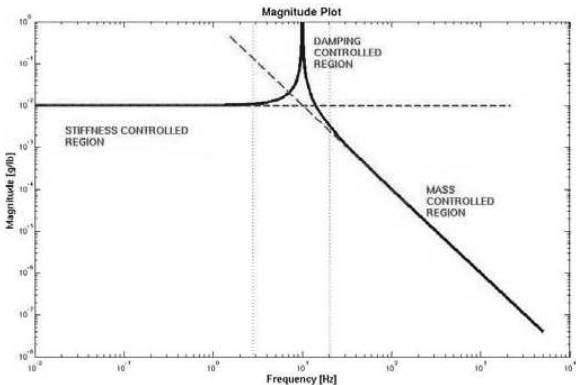


fig. 4.18. Excitación y respuesta del sistema, con sus correspondientes FRFs
ATAMTURKUR, H. S. "Dinamic Testing". The Pennsylvania State University (2006)

Este tipo de ensayos caracterizadores resultan especialmente adecuados para el análisis del comportamiento de sistemas estructurales de fábrica, para los cuales el sistema de excitación no suele provenir de una fuerza de "impacto", que igualmente resultará analizada en respuesta de velocidad, aceleración o amortiguamiento en términos de frecuencia.

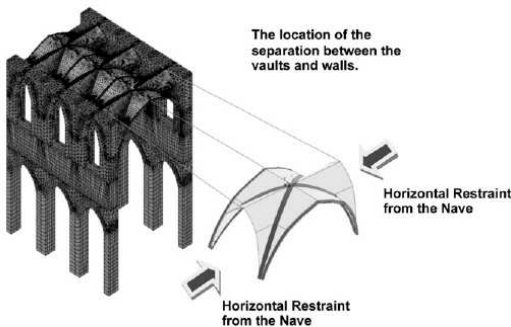
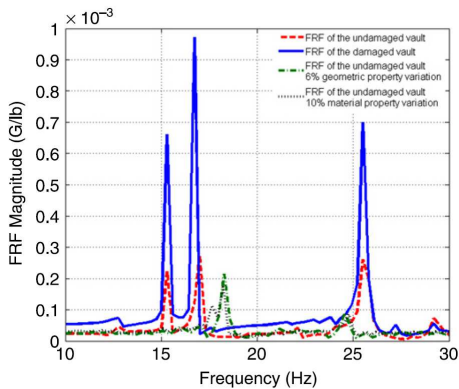


fig. 4.19. Excitación y respuesta del sistema, con sus correspondientes FRFs aplicado a la catedral de Beberley Minster
ATAMTURKUR, H. S. "Vibration characteristics of vaulted masonry monuments undergoing differential support settlement"
Engineering Structures 33 (2011).



fig. 4.20. Sagrada Família
(Barcelona, 1925)
GAUDI i CORNET, Antoni

la toma de datos

La mecánica de ensayo parece sencilla y no precisa de equipos excesivamente complejos para su desarrollo, aunque claro está, resulta imprescindible el conocimiento preciso de los sistemas a analizar y de los equipos a emplear, debiendo calibrar adecuadamente su comportamiento.

Básicamente el equipo de ensayo para un análisis modal consta de tres elementos simples: una fuente de excitación, capaz de trasladar la fuerza al sistema en ensayo, un transductor, capaz de recoger la respuesta del sistema frente a la excitación, y un sistema de adquisición de datos, capaz de analizar los resultados obtenidos, transformándolos a parámetros válidos para el análisis.

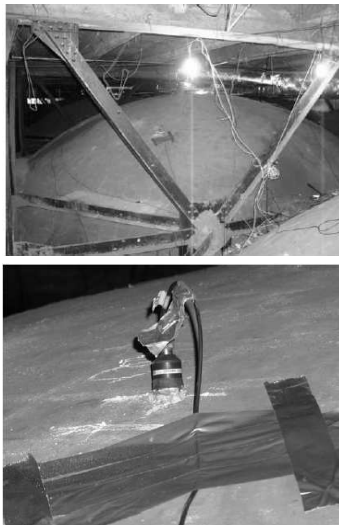
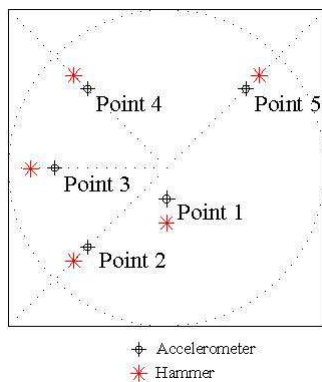
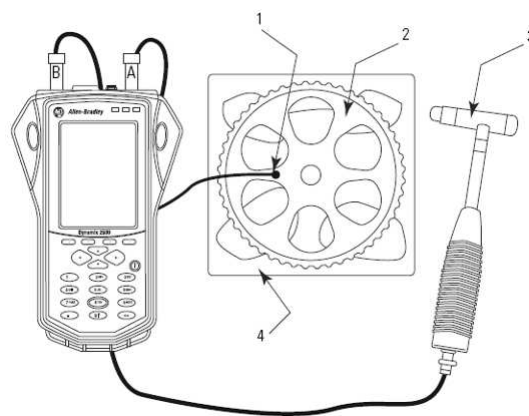


fig. 4.22.a|b|c Programa de ensayos EMA en las bóvedas tabicadas del State Educational Building (SEB). New York .

ATAMTURKUR, Huriye Sezer (2006)



Del equipo de medida (sistema de adquisición de datos) derivan dos salidas; la primera se conecta a la fuente de excitación (martillete) y la segunda queda conectada al acelerómetro (transductor) que queda dispuesto sobre una pequeña lámina de fijación al soporte

fig. 4.21. Equipo de medición Allen-Bradley (Dynamix 2500).

• Dispositivos de excitación.

Los dispositivos de excitación más comunes son los “agitadores”, y los martillos de impulso (impacto). Manteniendo fijo el punto de excitación y variando de forma itinerante la posición de los receptores o transductores obtendremos resultados que podremos colocar en una columna de la matriz FRF, mientras que manteniendo los puntos de recepción fijos, modificando el punto de aplicación de la fuerza de excitación, obtendremos una fila de dicha matriz. Dado que la matriz FRF ha de resultar simétrica, parece sensato asumir que el empleo de cualquier foco de excitación ofrecerá resultados análogos, aunque en determinados casos particulares resultan especialmente indicado un tipo concreto.

Un martillo de impacto está instrumentado con un transductor de fuerza en su cabeza, que mide la fuerza aplicada al tiempo de provocar la excitación sobre el sistema en una determinada banda de frecuencia. La técnica de excitación por impacto permite contemplar el hecho de que todas las frecuencias naturales contribuyen a la respuesta del sistema. Esto se debe a que permiten contemplar las condiciones de distribución que derivan de la “función delta Dirac” (puede representar la distribución de densidad de una masa unidad concentrada en un punto). Esta condición resulta adecuada para el caso de sistemas mecánicos sobre los que actúa una fuerza de gran magnitud durante un periodo de tiempo muy corto, como puede ser el resultado de un golpeo con el martillete. Bajo esta condición de análisis podemos entender que estos sistemas, de la misma manera que experimentan fuerzas muy grandes en un intervalo mínimo de tiempo, simultáneamente experimenta una disipación de la fuerza de manera instantánea.

En la práctica, un impulso de “Dirac” no es posible ya que la duración teórica de contacto del impacto es cero. La excitación de martillo se traduce en un impacto que se desarrolla de forma triangular, cuya anchura, altura y forma dictan el rango de frecuencia utilizable y el nivel del espectro de entrada. El aumento de la duración del impacto disminuye el rango de frecuencias de excitación. En comparación con un agitador, un martillo instrumentado tiene menos control sobre el rango de frecuencia de excitación. Sin embargo, utilizando puntas de martillo con dureza variable y diferente masa, controlando parcialmente la duración del impacto y la excitación pueden resultar una gran variedad de gamas de frecuencias.

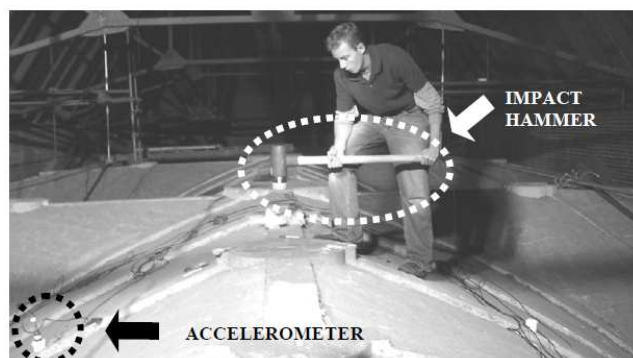


fig. 4.23. ¿Control de los parámetros de excitación?
Bóvedas tabicadas del *State Educational Building* (SEB). New York .
ATAMTURKTUR, Huriye Sezer (2006)

Una opción ciertamente interesante resulta la de adoptar un mapa de análisis mediante la cual se puedan generar puntos de control (emisión) que puedan ser interrelacionados entre sí conformando las conocidas como líneas nodales. De esta manera podemos adoptar un patrón de mallado para el caso de análisis FEM que reproduzca la geometría de ensayo, adoptando como nodos del mallado los puntos ya evaluados mediante el ensayo EMA. Un estudio preliminar FEM que permite predecir los nodos posibles de la estructura es un método eficiente y supone una ventaja a la hora de determinar las localizaciones de los puntos de excitación.

Como en muchas situaciones experimentales, la calidad de los datos de ensayo depende de la habilidad del operador de la prueba. Si el martillo golpea accidentalmente la estructura en una secuencia duplicada, la entrada de energía se reduce, resultando en frecuencias mucho más bajas, lo que distorsionará el resultado FRF. Además, la respuesta debida a un impacto innecesariamente duro puede exceder los límites de tensión sobre los cuales se a prefijado el marco de adquisición de datos.

La precisión y la calidad de los resultados se ven afectados por la relación de respuesta ambiental a la vibración del sistema. Por tanto resulta importante que la onda de excitación resulte en frecuencias suficientemente alejadas de las ambientales, producto del ruido o de otros factores naturales. Además también resultará necesario mantener el comportamiento del sistema en el rango lineal, proporcionando una distribución uniforme de la energía en la estructura, lo que de nuevo determinará una adecuada elección del nivel de excitación.

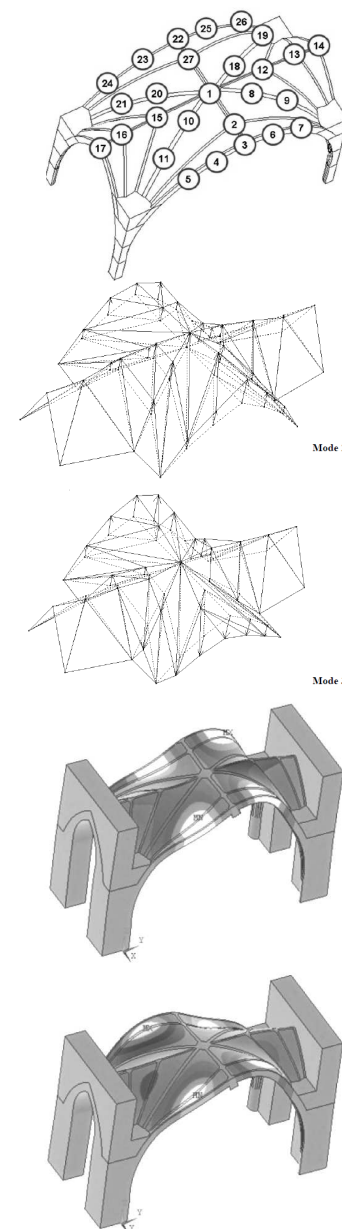


fig. 4.24.a|b|c|d Análisis EMA de la
Catedral Nacional de Washington,
modelos nodales planteados y traslación
a modelo FEM.

ATAMTURKTUR, S. et al.
“Calibration under Uncertainty for Finite
Element Models of Masonry”
Clemson University.

• Transductores.

Generalmente se emplean acelerómetros que convierten la respuesta del sistema en una señal eléctrica que se convierte de nuevo en unidades físicas por factores de calibración. La sensibilidad del acelerómetro se define por este factor de calibración, y resulta el factor principal en la elección del modelo adecuado para cada tipo de análisis.

Las posiciones de los acelerómetros deben ser elegidos de tal manera que reproduzcan las características geométricas más significativas de la estructura. La malla de puntos de recepción debe de tener una densidad suficiente para generar información eficaz, pero sin llegar a crear tal cantidad de “mapeado” que produzcan distorsiones de un irreal alisado de la superficie que derive en comportamientos continuos del material.



fig. 4.26.a | b Conjunto de martillo excitador y acelerómetro PCB 352C33 SN 81554

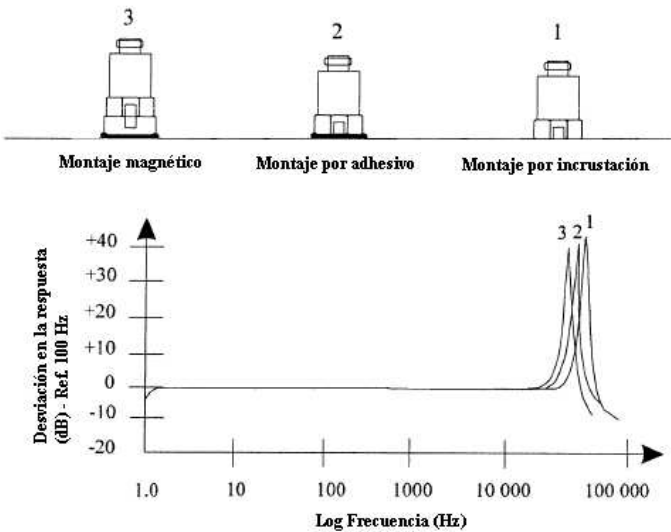


fig. 4.25. Efecto en la respuesta del acelerómetro según la técnica de implantación.
HERRERO MARDOMINGO, A. "Análisis de los parámetros modales de una unión soldada".
Escuela Politécnica Superior. Universidad Carlos III de Madrid

Puesto que se supone que el movimiento del acelerómetro es idéntico a la del sistema, es necesario prestar una especial atención durante los procesos de montaje de los transductores para asegurar una correcta unión con el soporte. Aunque existen numerosos medios de implantación de los acelerómetros (pernos de montaje, fijación magnética o adhesivo de montaje), generalmente es el material de la superficie de contacto el que dicta el modo más efectivo.

Resulta muy adecuado evitar que se produzcan determinadas presencias de elementos extraños que pudieran distorsionar la recepción, especialmente en el entorno próximo del acelerómetro, tales como medios auxiliares del ensayo, cables, restos de material, ...

Es importante ajustar las propiedades del elemento excitador y del receptor, a fin de que sus sensibilidades sean parejas y que pueda haber una cierta calibración de los resultados. Para ello se suelen emplear equipos de ensayo completos, es decir, que incluyen elementos de

excitación, recepción e interpretación de datos cuyos valores se encuentran tarados y controlados por software de análisis adaptado a las condiciones particulares de estos elementos.

Sensibilidad (±10%)	$10.2\left(\frac{mV}{(m/s^2)}\right)$	Sensibilidad (± 15%)	$11.2\left(\frac{mV}{N}\right)$
Rango de frecuencia (±5%)	0,5 a 5000(Hz)	No linealidad	< 1%
Sensibilidad transversal	≤ 5%	Rango de frecuencias (-10 dB) (Punta media)	2.5(kHz)
No linealidad	≤ 1%	Masa del martillo	0.1(kg)
Peso	7.4(g)		

• Sistema de Adquisición de Datos.

Los sistemas de adquisición de datos interpretan las señales recibidas en el mismo instante en que son recibidas por los transductores, digitalizando estos datos en términos de frecuencia. El procedimiento se inicia con un filtrado previo de las señales analógicas por barreras que analizan las frecuencias más altas que pueden haber sido originadas por distorsiones ambientales. Después de haber retirado las señales de alta frecuencia, un analizador de espectro “escaneado” y procesa los datos residuales.

La metodología que implementan estos sistemas se conoce como “Fast Fourier Transform” o FFT, con un funcionamiento a grandes rasgos que consiste en tomar una serie de muestras (valores discretos) de la señal continua y, con estas muestras y aplicando una expresión matemática descubierta por el matemático Fourier, obtener el espectro correspondiente a la señal que había sido medida. Por tanto, todo el proceso se reduce a digitalizar la señal continua a analizar y efectuar un cálculo numérico.

La precisión de los analizadores de Fourier se evalúa a través del número de líneas que pueden representar, siendo los valores más habituales los de 256, 400 y 800 líneas. Cada línea corresponde a una banda de frecuencia de ancho constante y de valor el de la frecuencia más alta analizada, dividido por el número de líneas calculadas. Así, por ejemplo, si obtenemos un espectro en el que la frecuencia más alta evaluada sea de 1,6 kHz y tenemos un analizador con capacidad máxima para 800 líneas, entonces el ancho de cada línea resultará de 1,6 kHz/800 líneas = 2 Hz/línea.

El algoritmo FFT computa la frecuencia de una onda, que se obtiene por la repetición periódica de captura de datos. Si la señal no está completamente “capturada”, en palabras sencillas, se producen fugas en la recepción, la lectura periódica de datos puede ofrecer resultados alterados, en los que se evidencien discontinuidades. Un método de control de fugas es el uso de funciones de ponderación, también conocidos como “ventanas”, que multiplican la señal antes del procesamiento FFT, con el fin de obligar a las condiciones finales de la señal a llegar a cero (anulación). De esta manera, una señal periódica se repite por el procesado FFT y, la distorsión causada por la fuga se reduce, aunque no resulte completamente eliminada.

La mayoría de los sistemas de adquisición de datos tienen una opción de salto o activación, que equivale a alcanzar una pendiente específica o un valor de pico determinado, a partir del cual se inicia la grabación de los datos. De esta manera se puede evaluar cuales resultan las posibles afecciones del entorno, debidas a fuerzas de excitación ambientales, de forma que el procesado sólo comienza cuando este umbral de vibración ambiental resulta superado.



AMPLITUD	%(dB)
Rango dinámico	(a 1 KHz, escala completa, acoplamiento DC)
Precisión	< -8.5 dB a 1 KHz escala completa (<0.006%)
Distorsión	
FFT Analysis	
Banda de análisis	Analisis FFT en tiempo real: De 0-0.5 Hz a 0-20 KHz
Resolución	De 101 a 3201 líneas
Precisión	± 0.04%

fig. 4.27. Sistema de Adquisición de datos (analizador). Modelo OROS OR-25

- Sistema de Identificación.

El último paso del ensayo de evaluación consistiría en generar un sistema de identificación, de tal manera que los datos FRF obtenidos sean trasladados en frecuencias y modos caracterizadores del sistema analizado.

Del análisis de magnitudes reflejadas en los gráficos FRF resulta posible determinar la respuesta del sistema y su capacidad para amplificar y atenuar a ciertas frecuencias. Generalmente las representaciones adoptan el Teorema de Nyquist-Shannon, según el cual para poder replicar con exactitud la forma de una onda es necesario que la frecuencia de muestreo sea superior al doble de la máxima frecuencia a muestrear. El teorema de muestreo demuestra que toda la información de una señal contenida en el intervalo temporal entre dos muestras cualesquiera está descrita por la serie total de muestras siempre que la señal registrada sea de naturaleza periódica (como lo es el sonido) y no tenga componentes de frecuencia igual o superior a la mitad de la tasa de muestreo; no es necesario inventar la evolución de la señal entre muestras. Teóricamente da un círculo perfecto para las mediciones de desplazamiento y un círculo distorsionado para mediciones de velocidad y aceleración, cuya distorsión depende de la amortiguación.

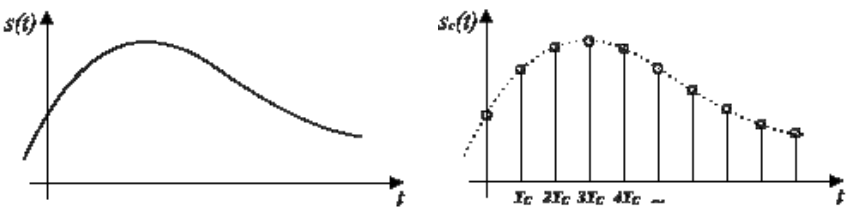


fig. 4.28. Gráfico de la aplicación del Teorema de Nyquist-Shannon.

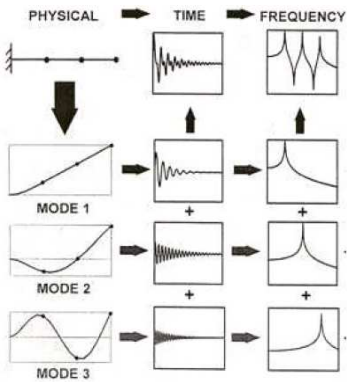


fig. 4.30. Correlación de formas de los modos de imaginarios de ideales FRF

AVITABILE, P.
"Experimental Modal Analysis"
Sound and Vibration (2001).

Las frecuencias naturales son entonces emparejadas y cotejadas con patrones de deformación particulares llamados patrones de modos. Por lo tanto, una vez que los gráficos de aceleración FRF se obtienen, mediante el examen de los parámetros extremos en la gráfica de magnitud, resulta posible determinar las frecuencias naturales amortiguadas, que son una buena aproximación a las frecuencias naturales del sistema.

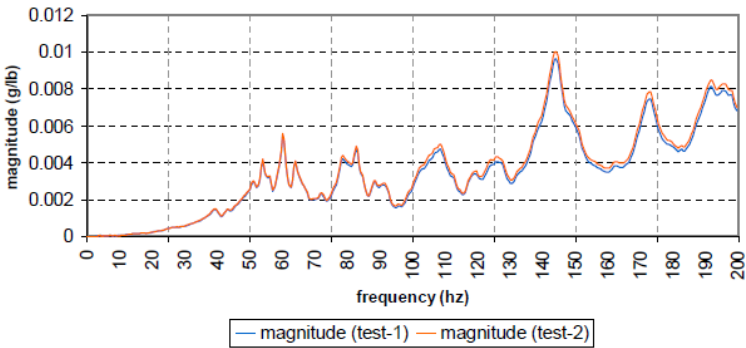


fig. 4.29. Gráfica FRF comparativa de un análisis secuencial en dos etapas con magnitudes diferentes

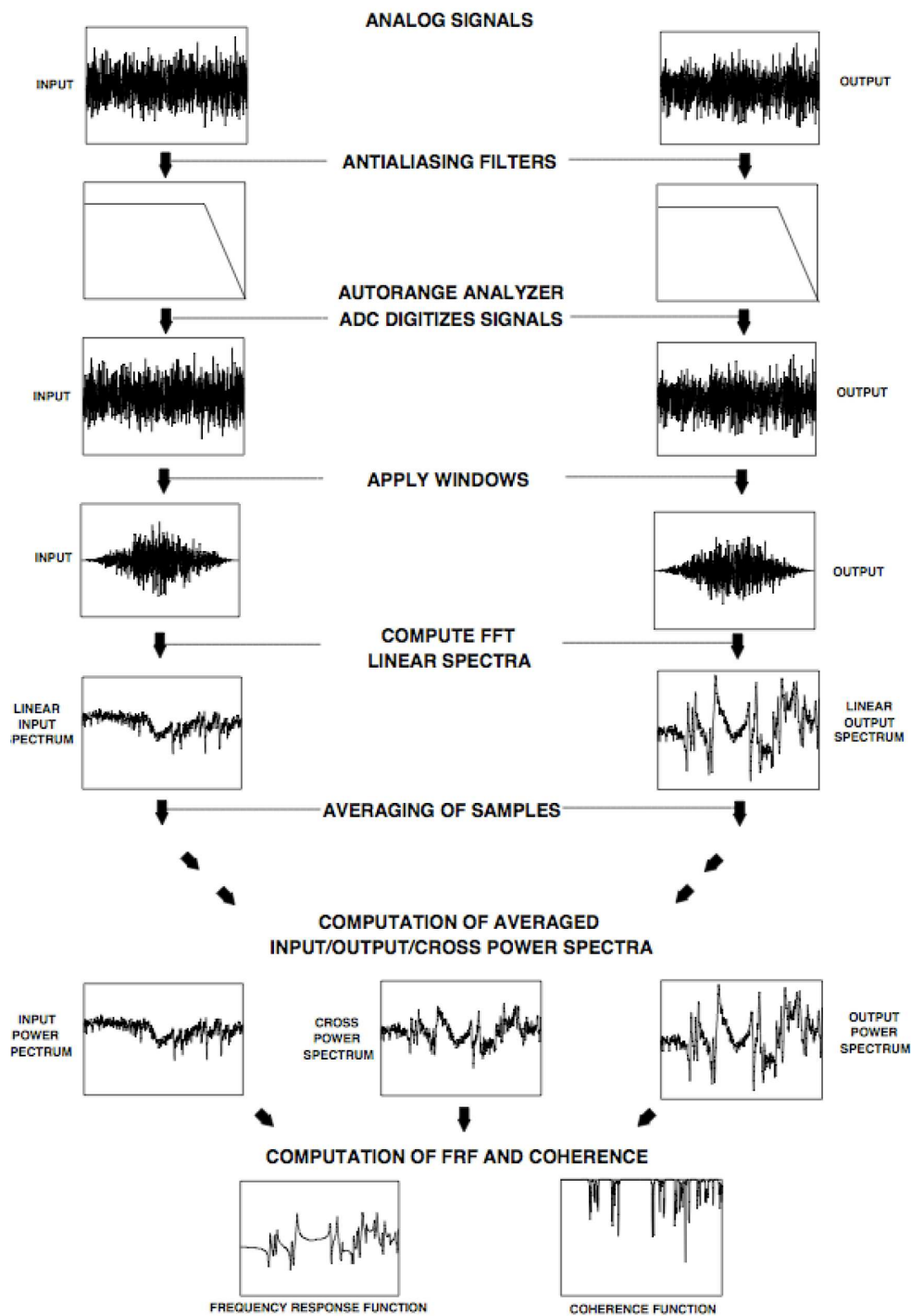


fig. 4.31. Esquema del proceso de análisis y tratamiento de FRF a partir de datos experimentales.
AVITABLE, P. "Experimental Modal Analysis" Sound and Vibration (2001).

dinámica de las bóvedas tabicadas

“The difficulty [in science-based prediction] is shifting from being able to perform complex simulations to validating the models and assessing the degree of credibility of predictions”.

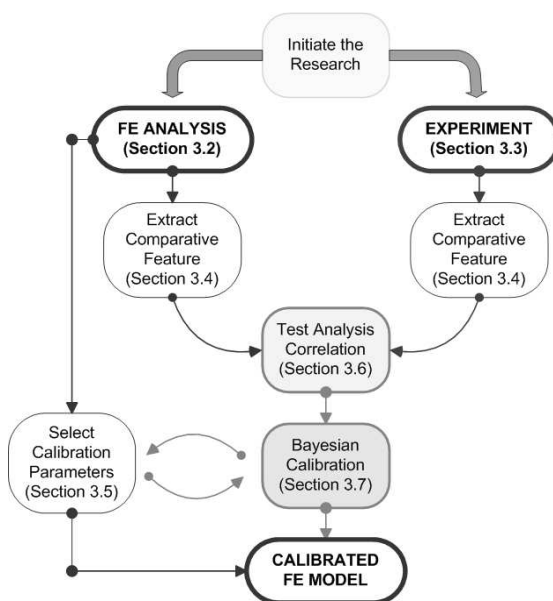
“La dificultad [de la ciencia basada en la predicción] está cambiando de ser capaz de realizar simulaciones complejas a validar los modelos y evaluar el grado de credibilidad de las predicciones”.

HEMEZ, François

“Lecture Notes: A Course on Verification and Validation of Computer Models”

Los Alamos National Laboratory (2007)

El comportamiento dinámico de las estructuras elásticas laminares ha sido desarrollado desde finales del siglo XIX, desde los primeros trabajos de Rayleigh (1881) a las formulaciones generales de Love (1888). Mucho antes de que los modelos experimentales o numéricos se hubiesen desarrollado, fue posible expresar el comportamiento dinámico de las láminas esbeltas de manera analítica. Aún hoy experiencias de laboratorio continúan demostrando la validez de estos “arcaicos” métodos, dejando de nuevo una cierta duda sobre la verdadera y compleja carga matemática y numérica que un certero análisis estructural precisa.



El empleo de las ecuaciones de la elasticidad en el análisis de una lámina delgada, a partir de un estudio comparativo de las respuestas frente a ensayos de excitación (EMA) exige el adecuado desarrollo de las funciones que satisfacen las ecuaciones de movimiento y las condiciones de contorno correspondiente a la estructura específica.

Entonces, los resultados numéricos correspondientes a las frecuencias naturales de vibración y las formas modales asociadas pueden ser determinados y comparados con los resultantes de la aplicación del método de elementos finitos (FEM).

fig. 4.32. Proceso de análisis, ensayo, comparación y calibración de resultados (EMA_FEM).

el concepto de cáscara

Hay tres métodos para determinar el estado de tensión en una lámina delgada. El primero sería la "Teoría de la Flexión ", que considera las fuerzas, momentos y deformaciones, incluyendo sus posibles variaciones a lo largo del espesor de la lámina. Una segunda opción sería la "Teoría de la Membrana," un método simplificado, que en base a la delgadez de la sección, desprecia los momentos de flexión y torsión. El tercero sería la "Teoría de la Lámina" (o de la lámina esbelta o de la cáscara), que representaría un paso intermedio, desarrollado específicamente para los casos de elementos superficiales sumamente esbeltas.

Aunque no existe una definición clara de esbeltez o dimensión a partir de la cual una lámina pasa a ser lo suficientemente "delgada" como para poder resultar aplicable esta última metodología, generalmente se acepta que esta teoría resulta válida para los casos en los que el espesor es inferior a una décima parte del radio de curvatura de la superficie de referencia.

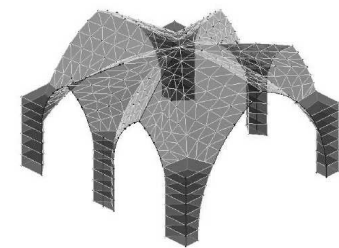
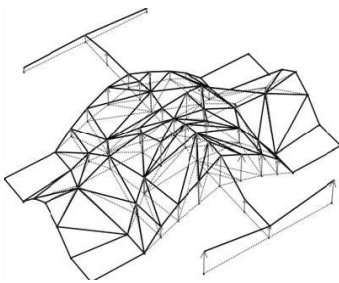


fig. 4.34.a | b | c Programa de ensayos EMA sobre las "cáscaras" de la catedral de Washington y posterior modelado FEM.

BOOTHBY, T. E. et al.

"Manual for the Assessment of Load-Bearing Unreinforced Masonry Structures"
National Center for Preservation Technology and Training (2006).

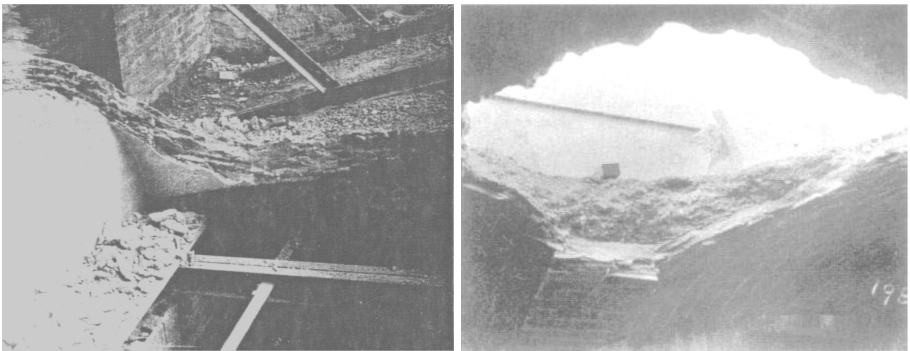


fig. 4.33.a | b. Procesos de demolición de las bóvedas tabicadas del Metropolitan Museum of Art de Nueva York y de la Boston Public Library. Ambas obras corresponden a diseños originales de R. Guastavino.

Podemos simplificar este nuevo concepto de cáscara para definir a una estructura laminar curva, en las que el material está agrupado alrededor de una superficie de directriz curva, de tal manera que el espesor en sentido normal a la superficie de la directriz es pequeño en comparación con las otras dimensiones transversales. Una de las características fundamentales de las cáscaras es su curvatura, ya que si la superficie directriz fuese plana, la estructura podría tratarse utilizando los elementos planos, tipo placa o membrana. Otra característica muy importante es que, por el hecho de ser curvas, los efectos de esfuerzo axial y de flexión están "acoplados", es decir, que el esfuerzo axial provoca esfuerzos de flexión y viceversa (en una estructura plana ambos efectos son independientes).

A diferencia de la formulación basada en el continuo, la formulación de la Teoría de Cáscaras define la geometría empleando coordenadas convectivas curvilíneas. El estado de esfuerzos en el material no se contempla mediante el vector de tensiones en un punto cualquiera de la cáscara, sino que se emplean las fuerzas resultantes y los momentos producidos por dichas tensiones. De la misma forma, las deformaciones unitarias en un punto cualquiera del material se expresan en función de las deformaciones unitarias de extensión y curvatura medidas en la superficie media de la cáscara.

Las ecuaciones de movimiento, así como la relación deformación-desplazamiento y la relación tensión-deformación aparecen en las ecuaciones diferenciales fundamentales. Debido a este hecho, resulta preciso establecer algunas hipótesis de simplificación que permiten el desarrollo del método.

- La cáscara (lámina) es delgada, tanto que resulta posible asumir que la distribución de tensión en su sección es uniforme.
- Las deformaciones son pequeñas, en relación con la dimensión global del elemento.
- No se contemplan condiciones de no linealidad del sistema.
- El plano a través del espesor de la cáscara es homogéneo y se mantiene normal a la superficie de referencia en todo momento.

Las ecuaciones de movimiento basadas en las fuerzas que confluyen en un plano de corte de un elemento diferencial se pueden representar mediante las expresiones siguientes, en donde ρ representa la densidad del material constituyente, h es el espesor de la cáscara, R_0 es el radio nominal de la superficie media, y t es el tiempo.

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial N_1 A_2}{\partial \alpha_1} + \frac{\partial N_{21} A_1}{\partial \alpha_2} + N_{12} \frac{\partial A_1}{\partial \alpha_2} - N_2 \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} + A_1 A_2 \frac{Q_1}{R_1} &= A_1 A_2 \rho h \frac{\partial^2 u_1}{\partial t^2} \\
 \frac{\partial N_1 A_2}{\partial \alpha_1} + \frac{\partial N_2 A_1}{\partial \alpha_2} + N_{21} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} - N_1 \frac{\partial A_1}{\partial \alpha_2} + A_1 A_2 \frac{Q_2}{R_2} &= A_1 A_2 \rho h \frac{\partial^2 u_2}{\partial t^2} \\
 \frac{\partial Q_2 A_2}{\partial \alpha_1} + \frac{\partial Q_2 A_1}{\partial \alpha_2} - \left(\frac{N_1}{R_1} + \frac{N_2}{R_2} \right) A_1 A_2 &= A_1 A_2 \rho h \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \\
 \frac{\partial N_1 A_2}{\partial \alpha_1} + \frac{\partial N_{21} A_1}{\partial \alpha_2} + M_{12} \frac{\partial A_1}{\partial \alpha_2} - M_1 \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} - Q_1 A_1 A_2 &= 0 \\
 \frac{\partial N_{12} A_2}{\partial \alpha_1} + \frac{\partial N_2 A_1}{\partial \alpha_2} + M_{21} \frac{\partial A_2}{\partial \alpha_1} - M_1 \frac{\partial A_1}{\partial \alpha_2} - Q_2 A_1 A_2 &= 0
 \end{aligned} \quad [4.26]$$

En donde:

$$A_1 = \sqrt{1 + \left(\frac{\partial R_0}{\partial x_3} \right)^2} \quad A_2 = \sqrt{R_0} \quad [4.27]$$

Podemos expresar las ecuaciones anteriores [4.26] de manera simplificada a partir de un operador diferencial (O_i), de tal manera que:

$$O_i \{u_1, u_2, w\} = \rho h \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad [4.28]$$

En donde O_i es el operador diferencial obtenido después de la reducción de las fuerzas cortantes.

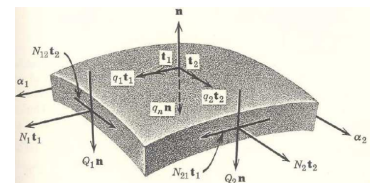
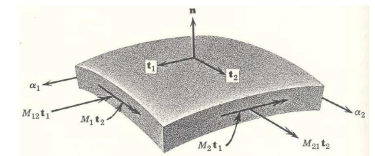


fig. 4.35.a Tensiones en un elemento diferencial de la cáscara.

fig. 4.35.b Esfuerzos "acoplados" en un elemento diferencial de la cáscara.

KRAUS, Harry

"Thin elastic shells:
an introduction to the theoretical
foundations and the analysis of their static
and dynamic behavior".

Ed. Wiley&Sons (1967).

El siguiente paso es la inclusión de las condiciones de contorno, que operan sobre las restricciones de desplazamiento en todas las direcciones. Llamando n al número de restricciones de contorno que son aplicadas podemos obtener la siguiente expresión.

$$B_n \{u_1, u_2, w\} = 0 \quad [4.29]$$

Si llegado a esta consideración de acciones, esfuerzos y condiciones de contorno, asumimos que el periodo de vibración y el desplazamiento o movimiento de fase resultará idéntico en cada uno de los puntos del elemento, podemos independizar las variaciones espaciales y temporales de la cáscara, representando las ecuaciones siguientes, en las cuales " ω " representa la frecuencia natural.

$$\begin{aligned} O_1 \{u_1, u_2, w\} + \rho h \omega^2 \cdot u_1 &= 0 \\ O_2 \{u_1, u_2, w\} + \rho h \omega^2 \cdot u_2 &= 0 \\ O_3 \{u_1, u_2, w\} + \rho h \omega^2 \cdot w &= 0 \end{aligned} \quad [4.30]$$

Cuando la ecuación [4.30] se sustituye por la ecuación diferencial de condiciones de contorno se obtienen un conjunto de ecuaciones lineales homogéneas. Los autovalores derivados de estas ecuaciones diferenciales son las frecuencias naturales. Además, podemos determinar la forma modal correspondiente a esa frecuencia, a partir de los factores de desplazamiento.

La adaptación del procedimiento anterior a condiciones prácticas también puede realizarse mediante el empleo de métodos tales como el método de Rayleigh-Ritz. Este método requiere la formulación de una desviación aproximada, generalmente en forma de suma de una serie de curvas sinusoidales, que son admisibles de acuerdo con las condiciones de contorno. A partir de aquí las frecuencias naturales se obtienen por minimización de energía. El aumento del número de términos de la función de desplazamiento inicial, la solución converge hacia el resultado exacto.

El método de Rayleigh-Ritz es un método aproximado para obtener frecuencias modales y algunas formas modales de estructuras, el cual es aplicable a sistemas de un gran número de grados de libertad. Esta es una extensión del método Rayleigh sugerido por W. Ritz en 1909. Originalmente desarrollado para sistemas elásticos con masa distribuida y que consiste en reducir artificialmente el número de grados de libertad. Se pueden elegir unas pocas configuraciones deformadas o vectores Ritz, $\{\psi\}$, de la estructura que representen las posibilidades más significativas de deformarse del sistema.

Para que el método sea ventajoso deben satisfacer las condiciones de apoyo. Formando una matriz con estas formas como columnas, $[\psi]$, análogamente a la matriz modal, se puede efectuar la transformación.

$$\{u\} = [\psi] \{B\} \quad [4.31]$$

y calcular los valores máximos de las energías potenciales y cinemática durante la vibración libre, similarmente a los métodos para sistemas de un grado de libertad.

El método de Rayleigh-Ritz propone una solución aproximada para resolver el problema de la elasticidad en su formulación energética.

La solución aproximada está basada en el método de separación de variables (p.e. la componente espacial es independiente de la componente temporal) y en la idea de que una función continua puede ser expresada como combinación lineal de un número grande de funciones.

$$E \cdot P_{max} = \frac{I}{2} \{B\}^T [\psi]^T [K] [\psi] \{B\} = \frac{I}{2} \{B\}^T \left[\hat{K} \right] \{B\}$$

$$E \cdot C_{max} = \frac{I}{2} \omega^2 \{Z\}^T [\psi]^T [M] [\psi] \{B\} = \frac{I}{2} \omega^2 \{B\}^T \left[\hat{M} \right] \{B\} \quad [4.32]$$

Igualando estas cantidades y aplicando el principio de Rayleigh que establece que el valor de la frecuencia es estacionario para pequeñas variaciones de las coordenadas modales, $\{Z\}$, entorno a los valores normales, resulta un problema de valores característicos al general, siendo K la matriz de rigidez, M , la matriz de masa, ω la frecuencia natural y ϕ el modo de vibración:

$$K\phi = \omega^2 M\phi \quad [4.33]$$

pero de un orden inferior.

$$\left[\left[\hat{K} \right] - \omega^2 \left[\hat{M} \right] \right] \{B\} = \{0\} \quad [4.34]$$

Resolviendo este problema se obtienen los valores de las coordenadas modales $\{B\}_n$ asociadas a los modos normales correspondientes a cada frecuencia, ω_n .

$$\{\phi\}_n = [\psi] \{B\}_n \quad [4.35]$$

De esta manera, se obtiene una estimación aproximada de un número reducido de formas modales, pero resolviendo un problema de valores característicos mucho menor. El éxito del método de Rayleigh-Ritz depende de cómo una buena combinación lineal de los vectores, puede aproximar los modos naturales de vibración. Para estructuras que son complejas existe una vía para la selección de vectores Ritz que se basa en un procedimiento iterativo que resulta adecuado para el análisis de una estructura sujeta a fuerzas dinámicas externas.

$$p(t) = s p(t) \quad [4.36]$$

La distribución espacial de las fuerzas definidas por el vector s no varía con el tiempo, y la dependencia del tiempo de todas las fuerzas es dada por la misma función escalar $p(t)$. Usando el vector s , se presenta un procedimiento para generar una secuencia de los vectores ortonormales de Ritz.

El primer vector de Ritz ψ_1 se define como los desplazamientos estáticos debido a las fuerzas aplicadas “ s ”. Se determina solucionando:

$$ky_1 = s \quad [4.37]$$

El vector “ y_1 ” es normalizado con respecto a la masa total; como:

$$\psi_1 = \frac{y_1}{(y_1^T M y_1)^{1/2}} \quad [4.38]$$

El segundo vector de Ritz ψ_2 se determina de los desplazamientos estáticos y_2 debido a las fuerzas aplicadas dadas por la distribución de la fuerza de inercia asociada al primer vector de Ritz ψ_1 . El vector y_2 se obtiene de:

$$ky_2 = M\psi_1 \quad [4.39]$$

El vector y_2 en general contiene un componente del vector anterior, ψ_1 . Puede por lo tanto ser expresada como:

$$y_2 = \hat{\psi}_2 + a_{12}\psi_1 \quad [4.40]$$

Donde $\hat{\psi}_2$ es un vector que no contiene el vector anterior y $a_{12}\psi_1$ es el componente del vector anterior presente en y_2 . El vector $\hat{\psi}_2$ es ortogonal y por lo tanto linealmente independiente de ψ_1 . El coeficiente a_{12} es determinado premultiplicando ambos lados la ecuación [4.40] por $\psi_1^T M$ para obtener:

$$\psi_1^T M y_2 = \psi_1^T M \hat{\psi}_2 + a_{12}(\psi_1^T M \psi_1) \quad [4.41]$$

Se puede observar como $\psi_1^T M \hat{\psi}_2 = 0$ por definición de $\hat{\psi}_2$, y $\psi_1^T M y_1 = 1$ de la ecuación [4.38]. Así:

$$a_{12} = \psi_1^T M y_2 \quad [4.42]$$

El vector $\hat{\psi}_2$ es determinado por:

$$\hat{\psi}_2 = y_2 - a_{12}\psi_1 \quad [4.43]$$

Donde a_{12} se obtiene de la ecuación [4.42]. Finalmente, se normaliza el vector $\hat{\psi}_2$ de modo que sea ortonormal con respecto a la masa, obtenemos el segundo vector Ritz:

$$\psi_2 = \frac{\hat{\psi}_2}{\left(\hat{\psi}_2^T M \hat{\psi}_2\right)^{1/2}} \quad [4.44]$$

Generalizando este procedimiento a la obtención de n vectores de Ritz, la secuencia de vectores $\psi_1, \psi_2, \dots, \psi_j$ es mutuamente ortonormal con respecto a la masa y por lo tanto satisface el requisito independencia lineal del método de Rayleigh - Ritz.

El procedimiento de ortogonalización de las ecuaciones [4.42] y [4.43] debe formarse teóricamente con la ortogonalización con respecto a la masa del nuevo vector con respecto a todos los vectores anteriores, la puesta en práctica real en la computadora de este método puede ser dificultada por los problemas de la pérdida de ortogonalización debido a los errores numéricos de redondeo.

Para superar estas dificultades, el procedimiento se modifica mediante el siguiente patrón de trabajo:

Después del calcular a_{in} de la ecuación [4.42], se determina un vector mejorado $\hat{\psi}_n$ a partir de la ecuación [4.43], que es usado en vez de y_n en la ecuación [4.42] para calcular el siguiente a_{in} . Incluyendo esta modificación, el procedimiento para generar vectores Ritz dependientes de carga se resumiría en las siguientes etapas.

- Determinación del primer vector, ψ_1 .
 - Se obtiene y_1 , resolviendo $ky_1 = s$
 - Se normaliza y_1 , mediante la expresión
$$\psi_1 = \frac{y_1}{(y_1^T M y_1)^{1/2}}$$
- Determinación de los valores adicionales ψ_n , $n = 1, 2, \dots, j$
 - Se obtiene y_n , resolviendo $ky_n = M\psi_{n-1}$
 - Ortogonalizando y_n con respecto a los vectores $\psi_1, \psi_2, \dots, \psi_{n-1}$, anteriores, repitiendo los pasos para $i = 1, 2, \dots, n-1$.
 - $a_{in} = \psi_i^T M y_n$
 - $\hat{\psi}_n = y_n - a_{in} \psi_i$
 - $y_n = \hat{\psi}_n$
 - Normalizando $\hat{\psi}_n$
$$\hat{\psi}_n = \frac{\hat{\psi}_n}{\left(\hat{\psi}_n^T M \hat{\psi}_n \right)^{1/2}}$$

la vibración de las cáscaras

Si determinamos los valores θ y φ como las coordenadas esféricas en la planta y en la sección vertical de la cáscara y asumimos que las vibraciones se desarrollarán según un patrón de simetría axial, siendo la lámina lo suficientemente esbelta (condición de cáscara), podemos establecer una serie de simplificaciones sobre el conjunto de ecuaciones fundamentales planteadas desde la ecuación [4.26] a la [4.30].

$$\begin{aligned}\frac{\partial N_{\varphi}}{\partial \varphi} + (N_{\varphi} - N_{\theta}) \cot \varphi + Q_{\varphi} &= R \rho h \frac{\partial^2 u_{\varphi}}{\partial t^2} \\ \frac{\partial Q_{\varphi}}{\partial \varphi} + Q_{\varphi} \cot \varphi - (N_{\varphi} + N_{\theta}) &= R \rho h \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \\ \frac{\partial M_{\varphi}}{\partial \varphi} + (M_{\varphi} - M_{\theta}) \cot \varphi + R Q_{\varphi} &= 0\end{aligned}\quad [4.45]$$

Debido a la esbeltez de las cáscaras M_{θ} , M_{φ} y Q_{φ} se igualan a cero y el cuadrado de la razón entre espesor y radio (h^2/R^2) se aproxima a cero. A través de una serie de reducciones y sustituciones podemos determinar la siguiente ecuación diferencial

$$\frac{d^2 w}{d\varphi^2} + \cot \varphi \frac{dw}{d\varphi} + (2 + r) = 0 \quad [4.46]$$

En donde:

$$\begin{aligned}r &= \frac{(1 + \nu) \Omega^2 [3 - \Omega^2 (1 - \nu)]}{1 - \Omega^2} + (2 + r) = 0 \\ \Omega^2 &= \frac{\rho R^2 \omega^2}{E}\end{aligned}\quad [4.47]$$

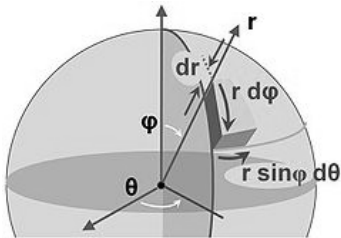


fig. 4.36. Coordenadas esféricas.

El sistema de coordenadas esféricas se usa en espacios euclídeos tridimensionales.

Este sistema de coordenadas esféricas está formado por tres ejes mutuamente perpendiculares que se cortan en el origen. La primera coordenada es la distancia entre el origen y el punto, siendo las otras dos los ángulos (θ , φ) que es necesario girar para alcanzar la posición del punto.

En la ecuación [4.47], E y R son el Módulo de Young y el radio de la esfera, respectivamente. La solución general para dicha ecuación resultará:

$$w = C P_{\lambda}(\cos \varphi) + D Q_{\lambda}(\cos \varphi) \quad [4.48]$$

En donde:

$$-\varphi_0 \leq \varphi \leq +\varphi_0$$

En la ecuación [4.48] P_λ y Q_λ son las funciones de Legendre de primera y segunda clase. Para el caso general de cáscaras (esféricas), $Q_\lambda(\cos\varphi)$ es singular y debe ser excluida de la solución mediante el establecimiento de D igual a cero. La solución general se simplifica, adoptando la forma siguiente.

$$w = CP_\lambda(\cos\varphi)$$
$$u = \frac{I - \Omega^2}{I + (I + \nu)\Omega^2} CP'_\lambda(\cos\varphi) \tag{4.49}$$

El siguiente paso es forzar a la ecuación [4.49] a satisfacer las condiciones de contorno para la condición. El desplazamiento normal a la superficie de referencia resultará igual a cero, cuando $\varphi = \varphi_0$, donde φ_0 es la mitad del ángulo de la cáscara superficial.

$$w = CP_\lambda(\cos\varphi_0) = 0$$
$$u = \frac{I - \Omega^2}{I + (I + \nu)\Omega^2} CP'_\lambda(\cos\varphi_0) = 0 \tag{4.50}$$

La omisión de la solución trivial $C = 0$ en la ecuación [4.50] revela que:

$$P_\lambda(\cos\varphi_0) = 0$$
$$P'_\lambda(\cos\varphi_0) = 0 \tag{4.51}$$

Las raíces de las ecuación [4.51] determinan las frecuencias naturales. Resolviendo la ecuación [4.47] para las frecuencias conocidas permite determinar el coeficiente C desconocido, y por tanto revela la amplitud de la forma modal.

Por tanto podemos resumir el operativo del sistema a partir de las siguientes etapas fundamentales:

- Determinar el ángulo φ_0 que subtiende la cáscara de acuerdo con su geometría.
- Para el caso en que $\varphi_0 < 30^\circ$ las raíces de la ecuación diferencial fundamental que rige son las funciones de Bessel. Para otros casos, las funciones de Legendre son las soluciones generales de las ecuaciones diferenciales.
- Obtener las propiedades geométricas y de los materiales constituyentes: el radio, la densidad, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson.
- Para las cáscaras “cerradas” la relación $Q_\lambda(\cos\varphi)$ es singular, por lo tanto, la solución genérica es $w = CP_\lambda(\cos\varphi)$.
- Determinar el orden de la función de Legendre de tal manera que $P_\lambda(\cos\varphi_0) = 0$.
- Cuando el ángulo no da un valor entero para el polinomio de Legendre, es posible adoptar la aproximación por series de expansión la función de Legendre de orden fraccionario.

n	Pn(cos35°)	λ.
0	1	
1	0.81915	
2	0.50625	
3	0.14542	3.231
4	-0.17142	
5	-0.3691	
6	-0.41145	
7	-0.30956	
8	-0.1154	8.086
9	0.9654	
10	0.2542	
11	0.3096	
12	0.2532	
13	0.113	13.169
14	-0.562	
15	-0.0532	
16	-0.1948	
17	-0.2565	
18	-0.2245	
19	-0.1154	19.504
20	0.02858	
21	0.1553	

n	Pn(cos45°)	λ.
0	1	
1	0.7071	
2	0.25	2.541
3	-0.1768	
4	-0.4062	
5	-0.3757	
6	-0.1484	6.532
7	0.127	
8	0.2983	
9	0.2855	
10	0.1151	10.498
11	-0.10484	
12	-0.246719	
13	-0.239324	
14	-0.097271	14.531
15	0.0903925	
16	0.215031	
17	0.21008	
18	0.0857609	18.472
19	-0.0809309	
20	-0.193065	
21	-0.189457	

fig. 4.37. Tablas polinómicas de Legendre.

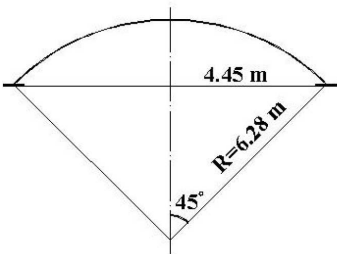


fig. 4.39. Ejemplo de aplicación .

R = 6.28m
φ₀ = 45°
P = 1800 N sc2/m2
E = 7,6×109 N/m²
v = 0.1

- De las condiciones geométricas podemos determinar el parámetro λ, acudiendo a las Tablas Polinómicas de Legendre.

$P_{\lambda}(cos45^{\circ}) = 0 \qquad \rightarrow \lambda = 2,541$
 $2 + r = \lambda \cdot (\lambda + 1) \qquad \rightarrow r = 7,001$

- Podemos determinar los posibles valores de Ω, resolviendo la ecuación siguiente.

$$r = \frac{(1 + v)\Omega^2 [3 - \Omega^2 (1 - v)]}{1 - \Omega^2} = 0$$

$(\Omega_1)^2 = 0,7309$
 $(\Omega_2)^2 = 9,6740$

- La primera frecuencia natural que se puede encontrar mediante el empleo de la fórmula:

$$\Omega^2 = \frac{\rho R^2 \omega^2}{E}$$

resulta ω = 279,55 rad/sc., o lo que es lo mismo ω = 44,49 Hz.

$$f(Hz) = \frac{\omega[rad/sc]}{2\pi[rad]}$$

$$P_{\lambda}(cos\varphi) = \left(\frac{sin\lambda\pi}{\pi}\right) \sum_{n=0}^{\infty} \left[(-1)^n \left[\frac{I}{\lambda - n} - \frac{I}{\lambda + n + 1}\right] [P_n(cos\varphi)]\right]$$

En donde:

$\lambda \neq 0$
 $0 \leq \varphi \leq \pi$
 $n = 0, 1, 2, 3, \dots$

- Resolviendo la ecuación diferencial, con el valor conocido λ

$$\frac{d^2w}{d\varphi^2} + cot\varphi \frac{dw}{d\varphi} + (2 + r) = 0$$

para un valor “r”, o utilizado la relación

$$2 + r = \lambda(\lambda + 1)$$

- Al introducir el valor de “r” en la siguiente ecuación, se obtiene el valor Ω.

$$r = \frac{(1 + v)\Omega^2 [3 - \Omega^2 (1 - v)]}{1 - \Omega^2} = 0$$

- A partir de este valor, podemos determinar la frecuencia natural “ω” a partir de la siguiente expresión.

$$\Omega^2 = \frac{\rho R^2 \omega^2}{E}$$

- Con el fin de encontrar la forma modal asociada a la frecuencia natural, utilizar la aproximación por series de expansión (función w).

	Polinomio Legendre (λ)	Onda Baja (Ω ₁)²	Onda Alta (Ω ₂)²	Frecuencia Natural (ω)
Primera forma modal	2.541	0.730	9.674	44.49
Segunda forma modal	6.532	0.952	50.050	50.82
Tercera forma modal	10.498	0.980	122.400	51.57
Cuarta forma modal	14.531	0.989	228.290	51.80
Quinta forma modal	18.472	0.993	363.670	51.90

fig. 4.38. Tabla resumen del ejemplo simple desarrollado, correspondiente a los primeros valores (Legendre).

análisis modal espectral (FEM)

Por tanto, en la etapa de ensayo sólo se miden las respuestas de la estructura, que son las que se utilizarán posteriormente en la etapa de identificación. En los ensayos modales operacionales las cargas deben ser del tipo de entrada múltiple, es decir, la carga debe de actuar en tantos puntos de la estructura como sea posible, especialmente en aquellos casos en los que nos estamos enfrentando a materiales heterogéneos y geometrías en las que las imperfecciones formales pueden tener gran repercusión sobre el comportamiento final.

Las principales ventajas del análisis modal operacional consisten en que el coste de los ensayos es muy reducido y que las respuestas que se obtienen son representativas de las cargas reales a las que está sometida la estructura. Sin embargo, el principal inconveniente del método es que la incertidumbre en la fase de identificación modal aumenta, debido a que no es posible registrar la carga que provoca el movimiento de la estructura. Otro de los inconvenientes que presenta el análisis modal natural u operacional es que los modos de vibración no pueden normalizarse a la masa, debido a que no se registra la carga. No obstante, en los últimos años se han publicado diversos métodos que permiten determinar los factores de escala modificando el comportamiento dinámico de la estructura, es decir, modificando la rigidez o la masa de la estructura.

Dos aplicaciones potenciales del análisis modal son la determinación de la historia de tensiones en cualquier punto de la estructura y también la estimación de la carga que actúa sobre la estructura. Las historias de tensiones se pueden estimar a partir de los parámetros modales de la estructura (frecuencias naturales, modos de vibración y amortiguamiento), determinados mediante análisis modal y de los desplazamientos de puntos discretos de la estructura. Alternativamente, se puede utilizar el análisis modal como herramienta para estimar la carga que actúa sobre la estructura para, a continuación, calcular las tensiones mediante un programa de análisis de estructuras. Conocida la historia de tensiones en cada punto y utilizando un modelo de fatiga, se puede evaluar el daño acumulado en cualquier punto de la estructura.

Adicionalmente, la evaluación del daño a partir de tensiones reales permitirá corregir las predicciones realizadas en la etapa de proyecto o bien determinar si una estructura que ha completado la vida estimada en proyecto, puede continuar en servicio. El análisis modal también nos proporciona una estimación global del grado de daño presente en la estructura, a través de los cambios que se producen en las frecuencias naturales y, en menor grado, en los índices de amortiguamiento.

La gran ventaja que presenta la metodología planteada, en conjunto con una análisis FEM es el de permitir una inmediata calibración, ya que una de las posibilidades que implementan los programas software consiste en realizar un análisis dinámico o modal. De esta manera resulta posible adecuar los modos de vibración “numéricos” y los “experimentales”, obteniendo de una forma muy próxima al modelo los valores de tensión y desplazamiento que corresponden a los nodos idealizados en congruencia con los nodos analizados in situ.

En general el tipo de estudio abordado corresponde con el de determinación de “autovalores reales”, que permite calcular los modos de vibración libres, en las que se asume que todas las partes del sistema vibran sinusoidalmente con la misma frecuencia y la misma fase. Con esta consideración es posible estimar:

$$\{u\} = \{\phi\} \cos w t \quad [4.52]$$

en donde $\{\phi\}$ es un vector de números reales y $\cos w t$ es un multiplicado escalar, siendo $\{u\}$ el vector de desplazamiento.

La forma general que adoptará la ecuación de equilibrio utilizada por el programa FEM resulta:

$$K\{u\} - w^2 M\{u\} = 0 \quad [4.53]$$

Sustituyendo en la ecuación [4.53], el valor de $\{u\}$ definido en [4.52], podremos obtener:

$$[K - w^2 M]\{\phi\} \cos w t = 0 \quad [4.54]$$

Dado que esta condición se verifica en cualquier condición de tiempo (t), obtendremos la ecuación:

$$[K - w^2 M]\{\phi\} = 0 \quad [4.55]$$

Esta ecuación tiene la solución trivial $\{\phi\} = 0$, pero las soluciones que nos interesan son las no triviales, que sólo podrán existir en el caso en que la matriz $[K - w^2 M]$ sea singular. Se puede comprobar que esto sólo ocurre para un conjunto discreto de frecuencias, que se conocen como autofrecuencias o frecuencias modales o naturales, que serán las raíces de la ecuación [4.55], es decir:

$$[K - w_i^2 M]\{\phi_i\} = 0 \quad \text{con } i = 1, 2, 3, \dots$$

Cada autofrecuencia (f_i), y autovector $\{\phi_i\}$, define un modo libre de vibración de la estructura. La cantidad w_i^2 se conoce como autovalor, en ausencia de amortiguamiento y de efectos no lineales, la estructura podrá vibrar indefinidamente en frecuencia modal f_i , y con modos $\{\phi_i\}$. El autovector obtenido puede ser escalado por cualquier multiplicador constante y satisfacer las condiciones expresadas por la ecuación [4.55].

El número de autovectores es menor o igual que el orden del vector $\{u\}$. El número de autovectores sólo puede ser menor que dicho orden si hay una deficiencia de la matriz de masa $[M]$, por ejemplo, si una o más filas y columnas son nulas.

Generalmente, las frecuencias modales correspondientes a autovectores diferentes son distintas, sin embargo, existen estructuras que tienen un número de autovectores con frecuencias nulas correspondientes a distintos movimientos de la estructura. También en estructuras simétricas pueden existir pares (o incluso tripletas, etc..) de modos con las mismas frecuencias, dependiendo del tipo de simetría.

Los modos de vibración de una estructura son un mecanismo muy útil para identificar sus propiedades mecánicas sin hacer referencia directa a las propiedades de su matriz de masa y matriz de rigidez. Los modos de frecuencias más bajos son particularmente útiles porque las partes de la estructura que poseen mayores amplitudes en los modos más bajos, serán generalmente las únicas que tiene los mayores movimientos cuando la estructura está cargada bien estática o dinámicamente.

Dicho todo esto, no tenemos más que resolver el sistema formado por:

$$[K - \lambda M]\{\phi\} = 0 \quad [4.56]$$

Los autovalores de esta ecuación ($\lambda_i = w_i^2$) resultan los cuadrados de las frecuencias naturales de vibración (expresadas en radianes), los resultados de los cálculos ejecutados por el módulo son los autovalores, λ_i , y los correspondientes autovectores, $\{\phi_i\}$, ya normalizados.

En este tipo de problemas hay 3 casos especiales de raíces (autovalores de la ecuación 4.56), que pueden causar problemas en los algoritmos de resolución.

- Raíces con valor cero.
- Raíces múltiples (dobles, triples, etc).
- Raíces infinitas: este caso ocurre cuando la matriz de masa se aproxima a la singularidad.

El algoritmo de Lanczos se emplea para la solución del problema generalizado de autivalores, siendo apropiado para el cálculo de unos pocos de los autovalores extremos y sus correspondientes autovectores, de una matriz simétrica. En un principio el algoritmo se utilizaba como un método para reducir una matriz simétrica a su forma tridiagonal, pero Lanczos observó que los errores de redondeo tenían un efecto significativo en la ejecución del algoritmo. Este algoritmo tiene la propiedad de que los autovalores del sistema se obtienen después de un número relativamente pequeño de iteraciones, por ejemplo, los autovalores mayores serán obtenidos frecuentemente después de 20 iteraciones del algoritmo, independientemente de la dimensión del problema (n). Esta propiedad hace que el algoritmo de Lanczos sea muy eficiente. Sin embargo, los autovalores frecuentemente requeridos son precisamente los mas pequeños, y el algoritmo es tan potente que puede calcular los autovalores más pequeños sin necesidad de ninguna factorización. No obstante, no se obtendrán unas buenas aproximaciones hasta que n iteraciones sean ejecutadas, por lo que se hace necesario, en la mayoría de los casos, aplicar la iteración a una forma invertida de la matriz.

Refiriéndonos al problema estándar de autovalores $[K - \lambda M]\{\phi\} = 0$ ($[K - \lambda I]z = 0$), el método de Lanczos puede trabajar directamente con K para evaluar los autovalores de ambos extremos del espectro sin resolver ningún sistema de ecuaciones (sólo necesitan ser calculados productos de K con una secuencia de vectores). La matriz $(K - \lambda I)^{-1}$ tiene los mismos autovectores que K , y utilizar la primera en lugar de la segunda, supone que los autovectores correspondientes a autovalores próximos a λ converjan de manera mucho mas rápida. Un dato importante a tener en cuenta es que la estructura de la matriz K (matriz de rigidez), es idéntica a la de M (matriz de Masa), por lo que se requiere una factorización triangular de la matriz M .

Dando por supuesto que la matriz M , es definida positiva, tenemos pues asegurado que los autovalores de la ecuación [4.56] tienen siempre raíces reales, λ . Para poder aplicar el algoritmo no es necesario pues que la matriz esté representada de manera explícita. Solo necesitaremos que el programa incorpore al algoritmo una rutina que se encargue de realizar los productos de la matriz equivalente por los vectores de Lanczos.

Factorizamos la matriz de masa M como $L * L^T$ (Descomposición de Cholesky), donde L es una matriz triangular inferior.

$$[M] = [L] * [L]^T \quad [4.57]$$

La ecuación [4.56] puede reducirse a la siguiente forma standard:

$$[J - \lambda I] \{w\} = 0 \quad [4.58]$$

Donde $[J]$ es una matriz simétrica e $[I]$ es la matriz identidad. Para hacer esto, premultiplicamos la ecuación [4.56] por $[L]^{-1}$ y sustituimos por $[M]$ de la ecuación [4.57], obteniendo así:

$$[L]^{-1} [K] \{u\} - \lambda [L]^{-1} [L] [L]^T \{u\} = 0 \quad [4.59]$$

Si establecemos la transformación:

$$\{w\} = [L]^T \{u\} \quad [4.60]$$

Lo que permite reducir la ecuación [4.59], de tal manera que:

$$[J] = [L]^{-1} [K] [L]^{-1,T} \quad [4.61]$$

El producto de la matriz $[J]$ por un vector puede codificarse sin necesidad de invertir ninguna matriz de la manera siguiente:

- Resolución de un sistema triangular superior: método de remonte.
- Producto de Matriz por matriz.
- Resolución de un sistema triangular inferior: método de descenso.

$K' = L^{-1} * K * L^{-1,T}$		
$K' * P = Q$	$(L^{-1} * K * L^{-1,T}) * P = Q$	
$K * L^{-1,T} * P = L * Q$	$L^{-1,T} * P = Z$	$K * Z = L * Q$
$L^T * Z = P$	$L * Q = K * Z$	$L * Q = K * Z$

Resuelto el sistema por el método de Lanczos, obtenemos los autovalores deseados, de tal manera que para obtener las frecuencias simplemente resulta necesario calcular la raíz cuadrada de dichos autovalores, obteniendo así frecuencias en radianes/segundo (w_i). Las frecuencias en hercios serán $w_i/2\pi$, siendo el período el inverso de la frecuencia, o dicho de otro modo, $2\pi/w_i$ segundos.

Para poder analizar la importancia relativa de los modos de vibración en la superposición final se emplea el conocido como Factor de Participación. El significado de este factor se obtiene al desarrollar el vector de influencia J en función de los modos:

$$\Gamma_i = \frac{(\phi_i)^T M J}{(\phi_i)^T M (\phi_i)} \quad [4.62]$$

El significado del factor J corresponde con el producto del número de grados de libertad por el número de nudos.

Cada autovalor tiene asociado un autovector y dicho autovector formará el vector de desplazamientos para cada modo propio. Para las posiciones bloqueadas se llevará su valor a dicho vector de desplazamientos (el valor del desplazamiento en los grados de libertad del apoyo global, el valor de la rigidez si el apoyo es no global, y 0 si pertenece a nudos generados de apoyos elásticos).

Para determinar los esfuerzos por cada modo propio y por cada dirección activa del Espectro de Respuesta, las fuerzas equivalentes asociadas al modo i , serán las siguientes:

$$F_{\max}^i = M \phi_i \Gamma_i PSA(w_i(f)) \quad [4.63]$$

Siendo:

$$PSA(w_i) = \frac{(a_{i+1} - a_i)}{(f_{i+1} - f_i)} * (f - f_i) + a_i \quad [4.64]$$

- w_i raíz (autovalor)
 a la aceleración definida en el espectro asociado
 f la frecuencia definida en dicho espectro

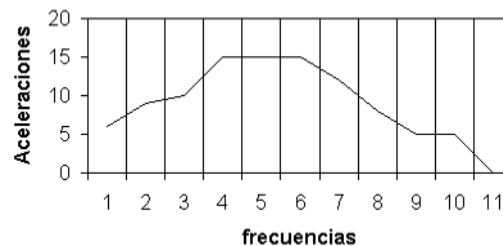


fig. 4.40. Espectro de respuesta para diferentes configuraciones de aceleración/frecuencia.

Para calcular las reacciones en los apoyos no globales, se toman del vector de desplazamientos los correspondientes a los nudos origen y destino de la barra a la que pertenece el apoyo, se multiplican por la matriz de rigidez de dicha barra y se extrae la parte correspondiente al nudo destino (n_{gl}, 2*n_{gl}), que serán las reacciones en ese apoyo. Como el vector desplazamientos es distinto por cada modo propio, las reacciones serán propias también de cada modo propio. Para cada apoyo global, si la posición pertenece a un grado de libertad no bloqueado de la estructura la reacción será nula, en caso contrario, se procede a multiplicar la parte de la matriz de rigidez global de la estructura correspondiente a dicho nudo apoyo por el vector de desplazamientos, obteniéndose así las reacciones.

Para obtener la respuesta máxima no se puede simplemente sumar los valores de los modos propios obtenidos ya que se desconocen las distintas ocurrencias de las respuestas modales a lo largo del tiempo. Existen varias técnicas de aproximación para combinar los distintos modos propios, tales como la Combinación Cuadrática Completa (CQC) o la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (SRSS).

La técnica de combinación cuadrática completa (CQC) considera los efectos de amortiguamiento en combinación con los modos de respuesta:

$$\{u\}_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{nf} \sum_{j=1}^{nf} \{u\}_{max}^i \{u\}_{max}^j \rho_{ij}} \quad [4.65]$$

Donde ρ_{ij} es el coeficiente de correlación de modos:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2} \quad [4.66]$$

$r = w_j/w_i$, y ξ es el factor de aceleración

Por otro lado, la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados es una proximación más racional (y no necesariamente conservativa), en donde las respuestas modales se suman utilizando la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados.

$$\{u\}_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^{nf} \sum_{j=1}^{nf} \{u\}_{max}^i \{u\}_{max}^j} \quad [4.67]$$

Para combinar los esfuerzos obtenidos, teniendo en cuenta que hay esfuerzos locales por modo y por dirección activa en el espectro de respuesta, lo que se hace es sumar los esfuerzos en cada dirección y combinar la suma de dichos esfuerzos en ese modo. Una vez combinados los modos, para desplazamientos, esfuerzos y reacciones, se generarán los ficheros correspondientes de resultados.

parámetros de calibrado

El éxito de la calibración del modelo FEM no sólo depende de la selección de las características comparativas adecuadas, sino también de la calibración de los adecuados parámetros de entrada. Fundamentalmente, la selección de parámetros de calibración debe ser guiada por el estudio de los efectos combinados de la incertidumbre de los parámetros y de la sensibilidad del mecanismo de evaluación de estos parámetros. La combinación de estos dos factores permite establecer un patrón de interferencia que determina que incertidumbres resultan asociadas a cada parámetro en análisis y cuál es la responsabilidad parcial de cada una de estas incertidumbres sobre el resultado final.

Esta metodología de análisis previo de los parámetros que mayor responsabilidad presentarán sobre la validez de los trabajos de calibración permite eliminar ciertos valores que o bien presentarán un valor de incertidumbre relativamente bajo, o bien no resultan significativamente representativos sobre los resultados finales del análisis.

Parameter	Uncertainty	Sensitivity	Decision
Young's modulus of Material A (E1)	High	high	calibrate
Young's modulus of Material B (E2)	High	low	-
Thickness of Component 1 (t1)	Low	low	-
Thickness of Component 2 (t2)	Low	low	-
Stiffness Constants of Component 1 (K1)	High	high	calibrate
Stiffness Constants of Component 2 (K2)	High	high	calibrate

fig. 4.41. Pilch et al. 2001. "Phenomenon Identification and Ranking Table (PIRT)"
Ejemplo de evaluación previa de los factores de incertidumbre y sensibilidad sobre un sistema conformado por la combinación de dos materiales (A y B), de diferentes propiedades físicas y mecánicas.

Los parámetros de incertidumbre (*uncertainty*) que se utilizan para representar la realidad física en un modelo matemático son típicamente variables aleatorias debido a sus variaciones naturales; por lo tanto, como mínimo deben estar representados a partir de una desviación media. En el contexto de la calibración del modelo, la incertidumbre del parámetro surge de la falta de conocimiento del analista sobre las propiedades estadísticas de estos parámetros aleatorios de calibración.

En presencia de repetidos experimentos físicos sobre parámetros relacionados con reducidos modelos FEM, la falta de conocimiento acerca de los valores de estos parámetros se reduciría a la variabilidad natural del parámetro, siempre y cuando se aborde una familia lo suficientemente grande de experimentos (estadísticamente representativa).

En ausencia de suficientes experimentos físicos de los parámetros de calibración, por ejemplo, ensayos de materiales extraídos de muestras, la cuantificación de la incertidumbre de los parámetros se convierte en una tarea difícil de abordar. Por ejemplo, el módulo de Young del acero es bien conocido y virtualmente uniforme dentro de un elemento estructural, por lo tanto, puede considerarse más seguro en comparación con el módulo de Young de un material tan heterogéneo como el que constituye una fábrica.

En el modelado numérico, el análisis de sensibilidad (*sensitivity*) puede tener diferentes acepciones y orientaciones. Su primer papel en la calibración del modelo consiste en la reducción del número de parámetros de calibración, y la evaluación del parámetro de sensibilidad del instrumental empleado en el proceso. La segunda función principal de análisis de sensibilidad es la valoración de las posibles interacciones desconocidas entre los parámetros. A menudo ciertos parámetros resultan de una combinación de efectos, cuyo resultado no puede ser representado simplemente por la suma de sus efectos individuales. Si

esta interacción es intensa, puede derivar en la necesidad de que un parámetro deba de ser calibrado para compensar una imprecisión sobre otro parámetro.

La sensibilidad de una solución modelo de elementos finitos, ya sea local o global, a cualquier parámetro en el modelo se puede determinar mediante un “análisis de sensibilidad”. Fundamentalmente, el análisis de sensibilidad evalúa las variaciones de los valores resultantes del análisis frente a un cambio unitario en cada uno de los parámetros de entrada. En cualquier caso, el análisis de sensibilidad permitirá clasificar los parámetros del modelo de elementos finitos en función de la dependencia que presentan sobre el resultado final.

Este tipo de análisis se puede abordar de forma local, de tal manera que hablando de espectros modales se referirá al análisis concreto en torno a un punto X_0 y a una dirección determinada.

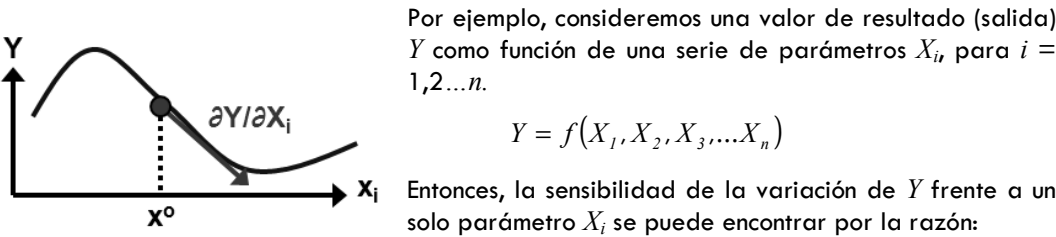


fig. 4.42. Análisis de sensibilidad local (X_0)

$$S_i = \frac{\partial Y}{\partial X_i}$$

en donde el parámetro X_i es alterado en torno a su valor nominal, X_0 . La variación en Y puede ser analizada en diferentes condiciones, por ejemplo cuando X_i es variada en una fracción fija de su valor nominal o en una fracción de su desviación estándar.

Debido a que el análisis de sensibilidad local sólo contiene información sobre la variabilidad de un parámetro en torno a un punto X_0 local, no se consigue evaluar el efecto de un parámetro sobre la variabilidad general de los resultados.

El análisis de sensibilidad global se realiza a partir de técnicas de muestreo, en el que se ejecuta el modelo repetidamente con valores de muestra de los parámetros considerados en el proceso de entrada de datos. La primera fase de este análisis resulta la determinación del dominio de valores de muestreo, tratando de evaluar cuáles resultarán los puntos de muestreo mínimos capaces de aportar información suficiente.

Seleccionados los valores de muestreo se incorporan éstos al análisis numérico, desarrollando el modelo de elementos finitos tantas veces como haya resultado la extensión de la muestra. De esta manera se genera un proceso iterativo en el que resulta posible establecer cierta autocorrección de los datos de partida en función de la variabilidad de los resultados de salida.

El trabajo se orienta ahora a encontrar un modelo de variabilidad, es decir, las principales causas por las que una determinada variación de un parámetro genera una variación del resultado global. Por lo general esto se logra mediante un proceso de “criba” de factores en

el que se acotan los parámetros, por ejemplo, X_1 , X_2 , o combinaciones de parámetros, por ejemplo, X_1 , X_1X_2 , X_1X_3 , que mejor explican la variabilidad de resultados. Esta sistemática de trabajo, conocida como análisis de varianza o ANOVA, trata de separar la varianza estadística causada por un parámetro particular de la causada por otros parámetros. El factor R^2 determina la proporción de la variabilidad de los resultados del modelo, cuando X_i mantiene constante la variabilidad total de resultados del modelo, incluso cuando X_i es variada.

$$R^2 = 1 - \frac{\sigma^2(\hat{Y})}{\sigma^2(Y)} = 1 - \frac{\sigma(E[Y / X_i])}{\sigma^2(Y)}$$

Un valor de R^2 grande para un parámetro, en comparación con las de otros parámetros, indica que X_i tiene un efecto significativo en los resultados. Es decir, estamos determinando un factor de influencia en la respuesta del conjunto.

incertidumbres de correlación

La filosofía operativa de la calibración del modelo es la comparación de las soluciones de FEM contra la evidencia física. La calibración del modelo es un proceso basado en el conocimiento, y a pesar de la sofisticación de sus herramientas, el éxito de la calibración del modelo se basa en la adecuación de una serie de decisiones que se toman al mismo tiempo que se construye el primer modelo de elementos finitos. Este primer modelo de elementos finitos debe ser una representación lo suficientemente cercano a la realidad para permitir iniciar la calibración automática. Por lo tanto, una calibración automática debe de estar precedida por una correlación test-análisis.

Es preciso determinar una correlación de medida con el que comparar el éxito de estos modelos alternativos (FEM) en adecuación con los resultados experimentales. Las especificaciones de estos patrones de medida son el componente principal de los procesos de correlación, siendo dictadas fundamentalmente por las características comparativas seleccionadas. Pueden ser tan sencillo como tomar la diferencia de dos simples funciones o tan complejo como abordar el análisis mediante una correlación estadística.

Durante los procesos de análisis (test) de correlación los principales problemas surgen debido a la falta de adecuación del número de grados de libertad considerados en el modelo de elementos finitos y los correspondientes al modelo experimental puesto en marcha. Los modelos FEM suelen tener un número significativamente mayor de grados de libertad en comparación con los correspondientes o los modelos de las campañas de ensayo.

Hay tres enfoques principales para abordar los “desajustes” entre los grados de libertad del modelo de elementos finitos y la campaña de pruebas: (1) la reducción de la solución del

modelo FEM, (2) la ampliación de los datos de prueba, (3) el “truncado” de la solución de modelo de elementos finitos sin reducción.

Para el primer enfoque, las técnicas de reducción permiten que las matrices del sistema completo del modelo de elementos finitos sea reducido a unos pocos grados de libertad. Para el segundo enfoque, la ampliación de los datos de medición se realiza siempre de acuerdo con el modelo de elementos finitos, bien usando matrices elementales del modelo de elementos finitos o bien mediante el uso de sus modelos de predicción. La ampliación de los datos de análisis, de acuerdo con la información obtenida a partir de un inexacto modelo de elementos finitos puede dar resultados erróneos, y la calibración posterior puede verse afectado negativamente. La última opción es el mero truncado de los grandes grados de libertad de un modelo de elementos finitos a sólo un número reducido de los que fueron seleccionados como puntos de datos de medición. Aunque esta opción limita el análisis de correlación de prueba a unos cuantos sitios seleccionados sobre la estructura, resulta un operativo inmune a las posibles complicaciones y a los errores de los procesos de reducción y ampliación.

Después de que las características de análisis comparativos se acotan a través de alguno de los tres procesos indicados, es posible abordar la correlación de resultados, mediante dos sistemas de trabajo. Estos dos tipos principales de indicadores de correlación son los conocidos como “Fidelidad Métrica” y de la “Regresión Métrica”. El primero de los métodos evalúa la desviación de medición que se produce entre los valores del ensayo y los resultados obtenidos del análisis del modelo numérico. Se determinan de esta manera las diferencias existentes entre lo “calculado” y las frecuencias naturales “reales” resultado del análisis. La Regresión Métrica evalúa la correlación entre las mediciones y los resultados obtenidos del análisis del modelo numérico. La correlación estadística de las formas modales puede ser identificada a partir del valor del coseno del ángulo entre los dos vectores que representan las formas de los modos. Si los vectores de modo calculados y medidos se alinean perfectamente, el ángulo entre los dos vectores sería cero, y la correlación sería igual a la unidad. A la inversa, si estos dos modos son completamente independientes, sus vectores serían perpendiculares entre sí, y la correlación sería igual a cero. En general este método de análisis se evalúa a partir de la determinación del parámetro de “Criterio de Garantía Modal” (*MAC*), que relaciona el ángulo entre estos dos vectores, a partir de la ecuación siguiente.

$$MAC(\{\phi_M\}, \{\phi_T\}) = \frac{|\{\phi_M\}^T \{\phi_T\}|^2}{(\{\phi_M\}^T \{\phi_M\})(\{\phi_T\}^T \{\phi_T\})}$$

en donde $\{\phi_M\}$ representa el modo (vector) del modelo, y $\{\phi_T\}$ representa el modo (vector) resultado del análisis.

Durante las últimas décadas, se han tratado de desarrollar diferentes sistemas de correlación métrica en el contexto de la dinámica lineal. Los ejemplos incluyen criterios tales como la ortogonalización de autovalores, que comprueba si los vectores de modo transforman las matrices de masa y rigidez en sistemas diagonales (recordemos la ecuación [4.19]). El criterio o sistema *MAC*, que ha sido anteriormente planteado y que incide en la cantidad de grados de libertad espacial, que también contribuye a la ortogonalidad de las matrices constitutivas. La variante conocida como “Criterio de Garantía de Desplazamiento”, que aplica la metodología *MAC* a los vectores de desplazamiento.

Los sistemas de correlación en base a ensayos prueba-análisis también se pueden clasificar por la cantidad de información disponible, y puede ser tan simple como una comparación visual entre formas gráficas de representación de resultados comparados (fig. 4.41.a). El enfoque más común consiste en adoptar un modelo determinista, mediante la comparación de funciones (modelo numérico-ensayo), aunque este tipo de relación tiene el riesgo de derivar conclusiones erróneas (figura 4.41.b | c). El análisis determinista puede comparar los puntos de muestreo que no son representativos. Para garantizar que los valores esperados de las dos distribuciones resultan representativos deben ser calculados los valores medios. Esto requiere acotar la distribución de probabilidad de la variable que se encuentra en análisis.

La figura 4.41.d representa el primer nivel de correlación entre modelo y ensayo en el que sólo los límites de error numéricos se incorporan como resultado de un estudio de verificación. Las figuras 4.41.e y 4.41.f muestran los niveles de sofisticación cada vez mayor de la correlación teniendo en cuenta la incertidumbre debido a la falta de conocimiento cierto del resultado “exacto”. Este tipo de correlación requiere análisis estadístico y es la única manera de incorporar las incertidumbres en el proceso de calibración.

La facilidad de comparar los resultados de ensayo EMA y el tipo de valor que esta analítica genera permite una fácil comparación con las soluciones numéricas de los modelados FEM, lo que ha determinado que éste sea el modelo de calibración generalmente empleado. Sin embargo, cuando se utilizan parámetros modales en los procesos de correlación test-análisis, el emparejamiento de formas modales se convierte en una importante y, a menudo, problemática tarea. Las dificultades surgen debido a que en general el primer modelo de elementos finitos, resulta sumamente impreciso y, por lo tanto puede predecir los modos en el orden incorrecto, es posible que sólo pueda predecir algunos de los modos, o en el peor de los casos puede predecir los modos a partir de combinaciones lineales.

Podemos juzgar la validez de un modelo de elementos finitos sobre la base de la exactitud de los parámetros del modelo y, en segundo lugar a partir de la determinación de la adecuación del modelo. El primero de estos parámetros puede ser abordado mediante el enfoque de los parámetros de calibración, mientras que el segundo puede ser subsanada mediante procesos de corrección respecto a los valores experimentales, mejorando la fidelidad del modelo de elementos finitos a partir de los resultados de las pruebas físicas. Sin embargo, y debido a que un modelo de elementos finitos es sólo una aproximación matemática a la realidad, y por lo tanto inadecuada hasta cierto punto, incluso cuando se adoptan los más “realistas” valores de los parámetros, resulta inevitable un margen de error entre las predicciones del modelo y las mediciones experimentales.

Podemos acercarnos a la evaluación de este margen de error o incertidumbre a partir de una metodología que tiene en cuenta la siguiente relación para mediaciones experimentales $Y(x_i)$:

$$Y(x_i) = \zeta(x_i) + \varepsilon(x_i), \quad i = 1, \dots, n$$

en donde $\zeta(x_i)$ denota la verdadera respuesta del sistema físico real, $\varepsilon(x_i)$ representa el error experimental, y n representa el número de variables de control (x_i), es decir, los experimentos se llevan a cabo para n valores diferentes. Las variables controladas definen el dominio de validación, es decir, el dominio de configuraciones o condiciones operativas bajo las cuales se desarrolla el modelo predictivo. La diferencia más importante entre las variables de control y

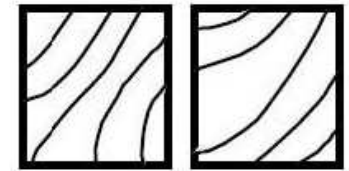


fig. 4.43.a Comparación visual.

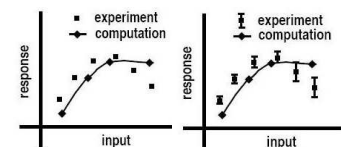


fig. 4.43.b | c Criterio determinista e incertidumbres asociadas.

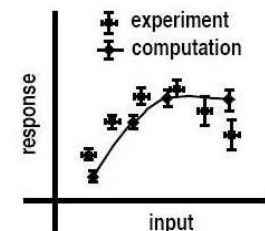


fig. 4.43.d Errores numéricos de calibración

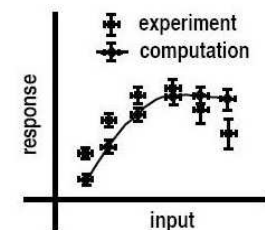


fig. 4.43.e Análisis no determinista

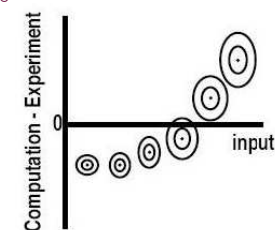


fig. 4.43.f Comparación cuantitativa

los parámetros de calibración es la falta de control sobre los últimos durante los ensayos físicos. Los parámetros de calibración son introducidos mediante una elección específica del modelo, por un supuesto específico, o por la consideración de resultar parámetros que no pueden ser medidos o controlados experimentalmente.

La verdadera respuesta del sistema físico real, donde $\xi(x_i)$ se desglosa en un “simulador” y en un “término de discrepancia” que denota la discrepancia entre el simulador y la realidad.

$$Y(x_i) = \eta(x_i, \theta) + \delta(x_i) + \varepsilon(x_i), \quad i = 1, \dots, n$$

donde $Y(x_i)$ y $\eta(x_i, \theta)$ son las predicciones experimentales y numéricas, $\delta(x_i)$ se corresponde con el término de discrepancia y $\varepsilon(x_i)$ representa el error experimental aleatorio. El término θ hace referencia a los términos caracterizadores más significativos en términos de calibración, aún cuando su valor resulta desconocido. Debido a que “ θ ” es desconocido, durante el desarrollo del análisis en la búsqueda de la acotación de incertidumbre, el modelo se desarrolla en una familia de valores, t :

$$\eta(x_j, t_j), \quad j = 1, \dots, m$$

donde m denota el número de modelos correlativos (iteraciones de análisis numérico realizados). Los resultados del modelo sólo se pueden conocer a partir de la configuración de diferentes m , mientras que el análisis experimental, se conocen n valores diferentes.

Como se mencionó anteriormente, para la simulación de un modelo de elementos finitos es posible ejecutar un número limitado de valores (valores limitados de (x, t) , donde x es la variable de control y t representa la variable de calibración). Resulta posible evaluar las predicciones del modelo con ajustes de correlación que no deriven de pruebas experimentales, pero para ello resulta necesario concebir un modelo de sustitución ajustado a los datos disponibles. Hay una clara distinción entre un modelo de elementos finitos, que depende de las relaciones físicas de los elementos y sus propiedades características, y un modelo de sustitución, que es una función puramente matemática que define la relación entre la entrada de datos y la “salida” de resultados que no tiene en cuenta la realidad física del modelo analizado.

Los modelos sustitutivos más habituales adoptan una forma polinómica o bien el modelo numérico se sustituye por un modelo gaussiano (GPM). Un GPM puede ser completamente descrito por su constante media, $\mu(x)$, y su estructura de covarianza.

$$COV((x, t), (x', t')) = \frac{1}{\lambda_\eta} \prod_{k=1}^{p_x} \rho_{\eta, k}^{4(x_k - x'_k)^2} \times \prod_{k=1}^{p_t} \rho_{\eta, p_x + k}^{4(t_k - t'_k)^2}$$

en donde λ_η y ρ_η son llamados hiperparámetros. El término λ_η controla la precisión marginal del modelo sustituto y ρ_η controla la fuerza dependencia de cada parámetro de calibración. El término p_x denota el número de variables de control y p_t indica el número de parámetros de calibración. El parámetro $\rho_{\eta, k}$ representa la correlación entre las salidas del modelo evaluadas respecto de los parámetros de entrada mediante la variación de los parámetros en una dimensión k^{th} .

Entre los diversos modelos de sustitución, un GPM se prefiere para definir una forma previa de una función desconocida por dos razones. En primer lugar, no es paramétrico y por lo tanto no es necesaria ninguna suposición anterior sobre la familia paramétrica de la función. En segundo lugar, un GPM es muy “flexible”, lo que le permite representar caóticos sistemas continuos notablemente bien.

Sin embargo, la construcción de un adecuado mapa de resultados entrada-salida requiere el desarrollo de un buen número de análisis numéricos (software-ordenador) previos que sean capaces de validar la calidad de los parámetros iniciales. La elaboración de un modelo sustitutivo (GPM), construido sobre la base de m iteraciones debe de poseer suficiente precisión para evitar que la posterior calibración con modelos de ensayo converja hacia soluciones irrelevantes. La práctica común es considerar que los modelos sustitutos GPM suficientemente precisos se obtienen cuando el número de modelos numéricos resulta de 10 veces o más el número de parámetros de calibración.

El término discrepancia es un mecanismo control del error, cuya intención es la de desarrollar una estimación independiente de las deficiencias en las predicciones del modelo sobre todos los valores de los parámetros controlados. La discrepancia se define como la distancia euclídea entre la media de las mediciones físicas y la media de los resultados del modelo numérico de los valores de los parámetros de calibración. El modelo de sustitución (GPM) para el modelo de discrepancia tiene una función de covarianza con la siguiente forma:

$$COV(x, x') = \frac{1}{\lambda_{\delta}} \prod_{k=1}^{p_x} \rho_{\delta, k}^{4(x_k - x'_k)^2}$$

en donde λ_{δ} controla la precisión marginal del modelo de discrepancia y ρ_{η} controla la fuerza de dependencia de cada control y los parámetros de calibración.

A medida que se genera un número suficientemente grande de muestras el resultado converge hacia el valor real del parámetro de salida. El número de muestras necesarias depende estrictamente del orden de complejidad de la muestra y el comportamiento del modelo de diseño empleado en el muestreo.

A pesar de que las observaciones físicas están sujetas a errores aleatorios, constituyen nuestro mejor conocimiento de la realidad física. Así, el proceso de calibración está obligado a tolerar ciertos errores experimentales, cuya incertidumbre experimental se clasifica generalmente en dos grupos: incertidumbre en la medición, por ejemplo debido a la instrumentación y al procesamiento de datos, y la variabilidad natural de la estructura, por ejemplo debido a la heterogeneidad de los materiales.

La variabilidad de los experimentos físicos sólo puede estudiarse por medio de experimentos repetitivos y continuados. Sin embargo, los experimentos son típicamente costosos y consumen mucho tiempo en comparación con la generación de modelos FEM. Una forma de actuación habitual consiste en repetir sólo una parte del experimento. Por ejemplo, en una configuración de prueba con “ k ” puntos de medición, puede abordarse la repetición de los experimentos en algunos puntos de medición seleccionados, reduciendo los recursos necesarios y aún consiguiendo información razonable acerca de la variabilidad inherente en el experimento.

aplicación práctica

Se muestran de forma muy resumida los pasos del análisis y calibración correspondiente a los trabajos desarrollados por ATAMTURKUR, Sezer, HEMEZ François y UNAL Cetin y referidos a la bóveda de la Catedral Nacional de Washington, que quedan recogidos en la publicación “Calibration under Uncertainty for Finite Element Models of Masonry Monuments” (Los Alamos, National Laboratory, 2010).

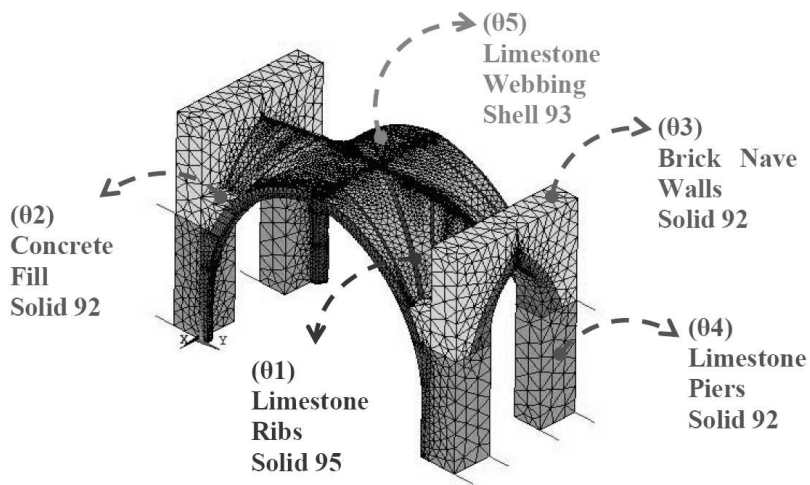


fig. 4.44. Modelo inicial de elementos finitos (FEM), con indicación de diferentes materiales (θ_i) y selección de elementos tipo.

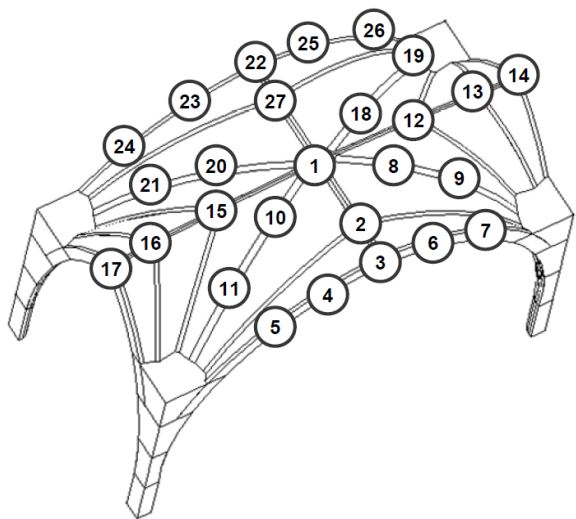


fig. 4.45. Identificación de los puntos de ensayo (EMA) para la obtención de valores de campo.

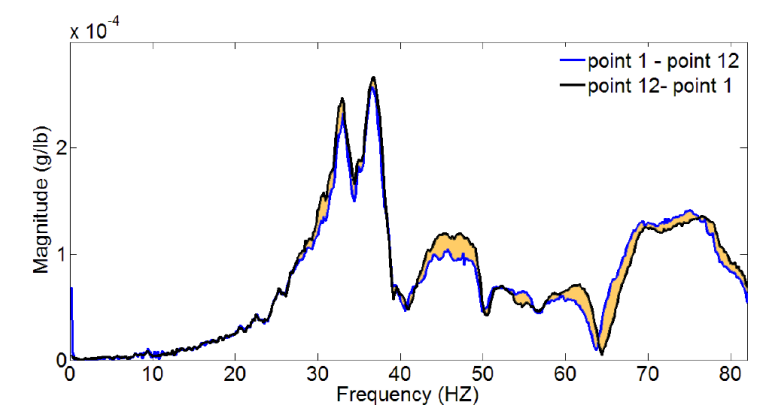


fig. 4.46. Correspondencia de resultados entre dos puntos de ensayo (Point 1 y Point 12)

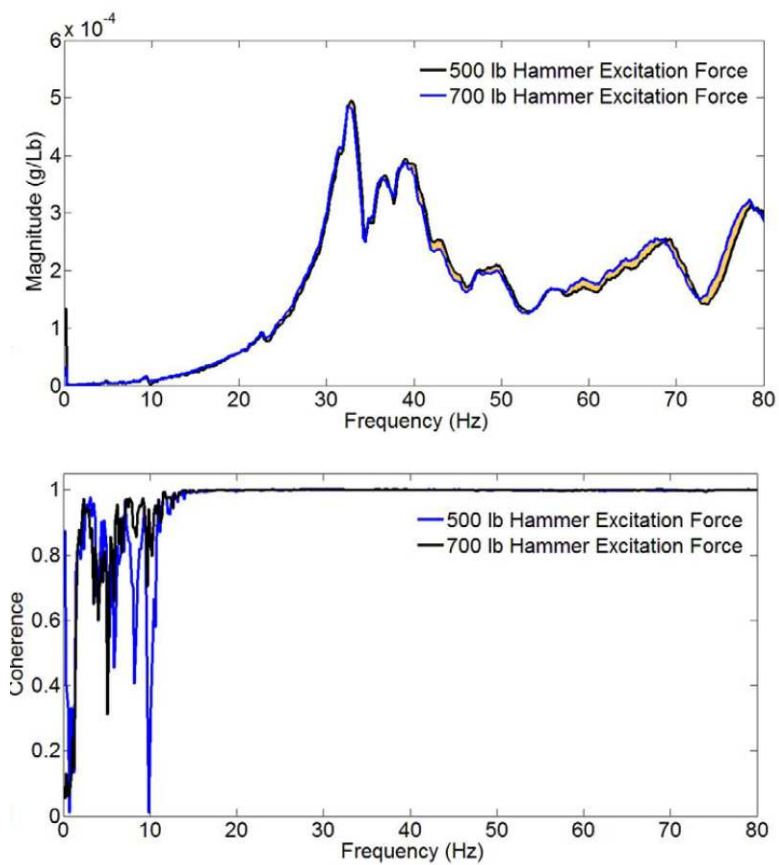


fig. 4.47. a | b Correspondencia de resultados con dos fuerzas de excitación diferentes (500 lb. y 700 lb.)

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mean (Hz)	4.94*	9.60	12.3	13.9	14.5	15.9	17.4	18.6	23.1
Std (Hz)	0.4	0.3	0.25	0.6	0.7	0.7	0.49	0.86	0.64
Coefficient of Variation	0.08	0.03	0.02	0.04	0.05	0.04	0.03	0.05	0.03

fig. 4.48. Valores medios y variaciones de las frecuencias naturales obtenidas en el ensayo

Parameter	Description	Material
(01)	Young's modulus of ribs	Limestone and Mortar
(02)	Young's modulus of fill	Concrete
(03)	Young's modulus of walls	Brick
(04)	Young's modulus of piers	Limestone and Mortar
(05)	Young's modulus of webbing	Limestone and Mortar
(06)	Stiffness constants of spring Type 1	-
(07)	Stiffness constants of spring Type 2	-

fig. 4.49. Selección de parámetros de análisis en el modelo de elementos finitos (FEM)

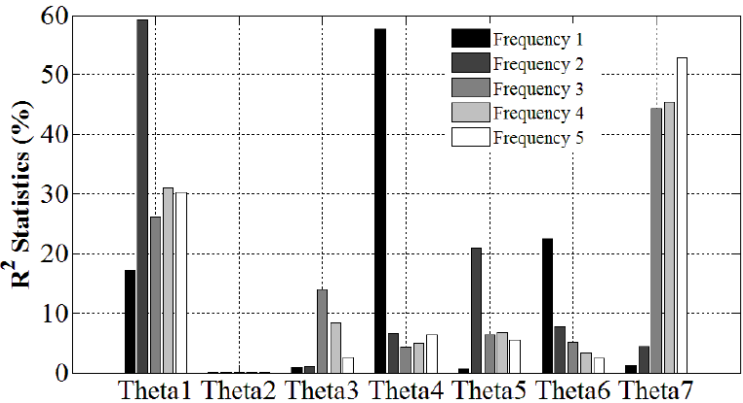
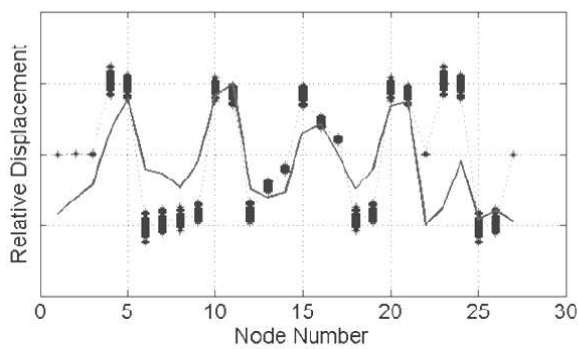


fig. 4.50. Determinación del análisis de sensibilidad (R^2) de los parámetros elegidos (ANOVA)

Parameter	Description	Minimum Bound	Maximum Bound	Type of Distribution
(01)	Young's modulus of ribs	$2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	Uniform
(04)	Young's modulus of piers	$6 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$14 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	Uniform
(05)	Young's modulus of webbing	$1 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$5 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	Uniform
(06)	Stiffness constants of spring at the springing level	$2 \times 10^7 \text{ N/m}$	$8 \times 10^7 \text{ N/m}$	Uniform
(07)	Stiffness constants of spring at the buttress level	$5 \times 10^7 \text{ N/m}$	$15 \times 10^7 \text{ N/m}$	Uniform

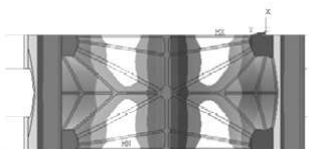
fig. 4.51. Valoración inicial de los parámetros para el original análisis de elementos finitos (FEM).



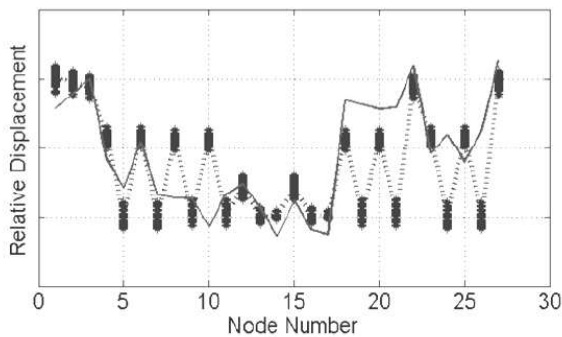
(a) Mode 1 correlation.



Mode 1 elevation.



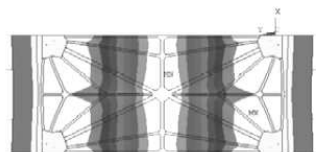
Mode 1 plan view.



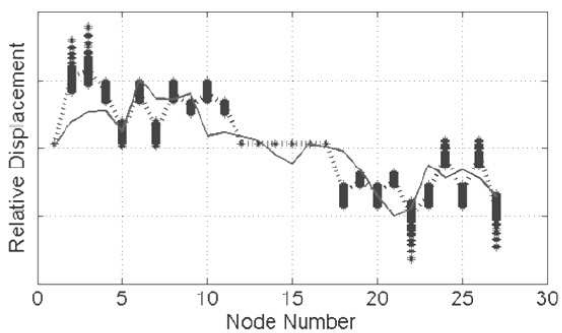
(b) Mode 2 correlation



Mode 2 elevation.



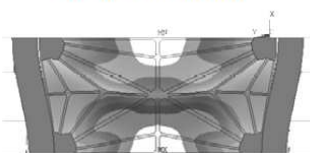
Mode 2 plan view.



(c) Mode 3 correlation

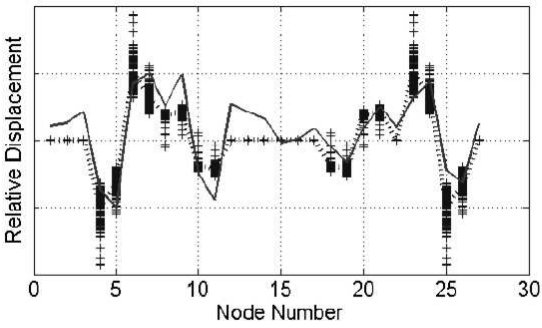


Mode 3 elevation.



Mode 3 plan view.

fig. 4.52.a | b | c. Iteraciones de análisis del modelo FEM en correlación con los tres primeros modos.



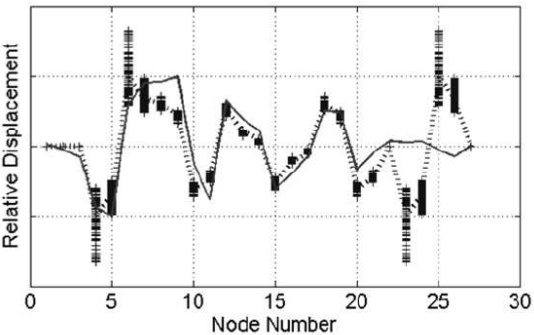
(d) Mode 4 Correlation



Mode 4 elevation.



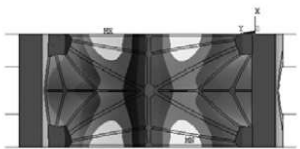
Mode 4 plan view.



(a) Mode 5 Correlation



Mode 5 elevation.



Mode 5 plan view.

fig. 4.53.d | e. Iteraciones de análisis del modelo FEM en correlación con los dos siguientes modos.

Experiment		Finite Element Analysis		
Mode	Frequency (mean ± 1 std)	Mode	Frequency (min and max values)	
1	4.94 Hz ± 0.40 Hz	1	3.7 Hz	5.2 Hz
2	9.61 Hz ± 0.30 Hz	2	6.3 Hz	8.9 Hz
3	12.3 Hz ± 0.25 Hz	3	9.7 Hz	13.8 Hz
4	13.9 Hz ± 0.60 Hz	4	10.1 Hz	14.3 Hz
5	14.5 Hz ± 0.70 Hz	5	10.3 Hz	14.5 Hz

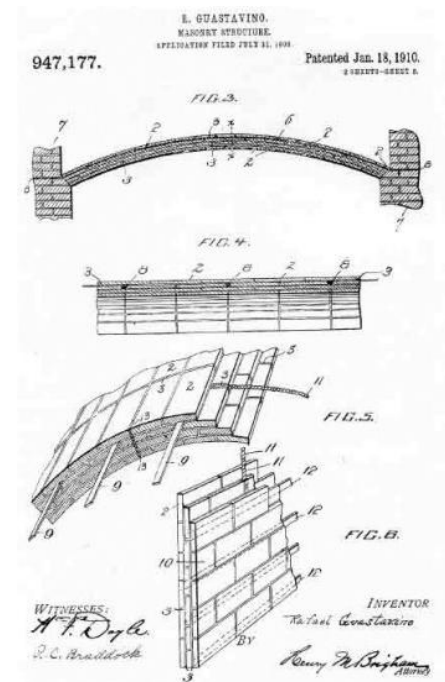
fig. 4.54. Frecuencia de análisis resultado de los modelos iniciales de elementos finitos (FEM).

Experiment		Finite Element		
Mode	Frequency (mean)	Mode	Frequency (mean)	Within
1	4.94 Hz ± 0.4 Hz	1	5.1 Hz	1- σ
2	9.61 Hz ± 0.3 Hz	2	8.8 Hz	3- σ
3	12.3 Hz ± 0.25 Hz	3	13.5 Hz	3- σ
4	13.9 Hz ± 0.6 Hz	4	14.0 Hz	1- σ
5	14.5 Hz ± 0.7 Hz	5	14.3 Hz	1- σ

fig. 4.55. Frecuencias finales adoptadas para el modelo final de elementos finitos (FEM).

FE Model Parameter		Mean	Standard Deviation	Coefficient of Variation
(01)	Young's modulus of ribs	$4.9 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$0.4 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	0.08
(04)	Young's modulus of piers	$11.4 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$1.4 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	0.12
(05)	Young's modulus of webbing	$2.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$0.4 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	0.13
(06)	Stiffness constants of springs at the springing level	$5.4 \times 10^7 \text{ N/m}$	$0.9 \times 10^7 \text{ N/m}$	0.16
(07)	Stiffness constants of springs at the buttress level	$11.8 \times 10^7 \text{ N/m}$	$1.2 \times 10^7 \text{ N/m}$	0.10

fig. 4.56. Valores medios y variación de los parámetros finales adoptados tras el proceso de calibrado.



UNA PICA EN ... AMÉRICA. EL LEGADO

el periodo de formación

*Aquí, en este «Monasterio de Piedra,» pude ver una gruta inmensa,...
cubierta por una enorme bóveda natural, soportada por muros de la misma
naturaleza, con estalactitas de todas las formas y tamaños suspendidas del techo
como grandes arañas.*

*Me invadió el pensamiento de que todo este espacio colosal estaba delimitado por un
único elemento constituido por una sólida masa de muros, cimientos y cubierta,
y de que se había construido sin cimbras o andamios, y sobre todo, sin necesidad de
elementos pesados de piedra, pesadas vigas o pesadas cimbras;
un todo compuesto de partículas colocadas unas sobre las otras,
tal como la naturaleza las había dispuesto.*

GUASTAVINO MORENO, Rafael

“Essay on the Theory and History of Cohesive Construction, applied especially to the timber vault”

Ed. H. Ticknor and Company. (1ªed. 1892)

La contribución del valenciano Rafael Guastavino Moreno (1842-1908) y posteriormente de su hijo Rafael Guastavino Expósito (1872-1950) a la Arquitectura debemos buscarla especialmente en su labor de modernización de una antigua manera de construir, la que utilizaba las técnicas tabicadas, que se empleaban sobre todo en la construcción de bóvedas. La transformación que permitió trasladar un sistema constructivo de mínimos (materiales y técnicos) a un sistema tecnológico capaz de caracterizar con su potencia formal los edificios en los que se emplea nunca hubiera sido posible sin el empeño de estas dos generaciones que encontraron en Estados Unidos el lugar propicio para su desarrollo.

Los Guastavino, partiendo de un sistema constructivo tradicional en la órbita del Mediterráneo, realizaron más de mil importantes construcciones abovedadas en Norteamérica, varios centenares de ellas en Nueva York. Revolucionaron, proponiendo un eficaz sistema resistente al fuego, el panorama constructivo que allí habían encontrado. Colaboraron estrechamente con los más destacados arquitectos del momento y levantaron sus asombrosas bóvedas en buena parte de los más significantes edificios durante varias décadas en los EEUU, desde las catedrales de revival medievalista hasta los grandes vestíbulos de principales rascacielos de Manhattan.

Estos dos hechos, el de “deslocalizar” un sistema constructivo y el dotarle del aval de la carga conceptual teórica de la que carecía, representan una aportación notable a la arquitectura contemporánea, sobre todo si tenemos en cuenta que fueron acompañados de una serie de reflexiones y propuestas de orden tecnológico que son también una contribución a la modernización de la construcción por el esfuerzo que suponen de entender el comportamiento y la manera de trabajar de los “nuevos materiales”, desde un punto de vista físico y mecánico.

*Así y todo, la figura de los Guastavino no ha
ocupado el lugar que merece en la Historia
de la Construcción.*

*No deja de ser curiosa la poca atención que
se ha prestado a este singular episodio de la
construcción abovedada, toda vez que,
precisamente por el hecho de contener
“Bóvedas de Guastavino” como principal - si
no único- efecto espacial, es por lo que
muchos de los edificios construidos entre los
años 80 del siglo XIX y los que median el XX
han sido incluidos en las más exigentes
selecciones de arquitectura de los EEUU.*

COLLINS, G.R.

*“The Transfer of the Thin Masonry Vaulting
from Spain to America”*

Journal of the Society of Architectural
Historians. Vol.27 (1968)

nace, crece, se desarrolla y emigra

Rafael Guastavino Moreno nace en Valencia el 1 de marzo de 1842. Era el cuarto de los catorce hijos del matrimonio entre Pascuala Moreno y Rafael Guastavino Buch. Su padre, ebanista, se había trasladado a Valencia desde Barcelona, ciudad en la que anteriormente se había instalado a finales del XVII su abuelo de origen italiano Davide Giuseppe Guastavino.

Se encaminó hacia la arquitectura cuando conoció a Josep Nadal, inspector de obras públicas, y entró como dibujante en un despacho, intentando simultanear este trabajo con una gran afición a la música, que nunca perdió, como puede observarse en sus escritos posteriores, donde a veces compara música y construcción. La inesperada muerte de Josep Nadal le impulsó a trasladarse a casa de su tío en Barcelona (1861), matriculándose en la Escuela Especial de Maestros de Obras, y al parecer, trabajando como ayudante de ingeniero en una fundición y en el despacho de arquitectura Granell y Robert.

Los estudios se prolongaron hasta 1864, y durante el curso 1863-1864 Guastavino asistió también a las clases de Historia y Teoría de las Bellas Artes que se impartían en el marco de la Academia Provincial. Los datos de los que actualmente disponemos parecen indicar que no llegó a terminar los estudios de maestro de obras, aunque probablemente obtuvo el título acogiéndose a la Real Orden de 29 de mayo de 1871 (que lo otorgaba debido al cierre de las escuelas), pues se le encuentra inscrito en el Centro de Maestros de Obras de Barcelona y ejerció como tal.



fig. 5.1 Años de formación

Al acabar el curso 1861-1862 en la Escuela Especial de Maestros de Obras, los discípulos de Elies Rogent i Amat, uno de los profesores y Director de la escuela, le dedicaron esta fotografía.

Guastavino es el segundo por la izquierda de la primera fila.

Archivo de la Catedral Gaudí, (Barcelona)

La Escuela Especial de Maestros de Obras era la única institución en la que entonces se podía estudiar arquitectura y construcción en Barcelona, y había sido creada en 1850, junto con su homónima de Madrid, en la estela del programa de modernización de la educación en España. De hecho, en el ámbito de la arquitectura, este programa se había iniciado ya en 1844 con la fundación de la Escuela de Arquitectura de Madrid, que introducía, en la línea de la *École Polytechnique* de París, la enseñanza de las técnicas de construcción y el estudio de la historia como novedades más destacadas respecto de las academias que, desde el siglo XVIII, habían venido ofreciendo el título de arquitecto. En esta línea de cambios, y quizá con una finalidad más práctica, se habían abierto las escuelas de maestros de obras. La de Madrid dependía de la Escuela de Arquitectura, pero la de Barcelona, donde no había Escuela de Arquitectura, dependía de la Academia Provincial de Bellas Artes. Los maestros de obras barceloneses que querían obtener el título de arquitecto se desplazaban después a Madrid para ampliar sus estudios.

La concepción de la arquitectura catalana estaba, por tanto, en gran medida en manos de las nuevas promociones que iban saliendo de la Escuela de Maestros de Obras, que se mantuvo como tal hasta 1870, año en que se convirtió en Escuela Politécnica primero y en Escuela de Arquitectura después. Entre los impulsores de la renovación arquitectónica se contaban dos de los profesores de Guastavino, maestros de obras a la vez que arquitectos titulados en Madrid. Se trata de Elies Rogent i Amat, una de las figuras más relevantes del panorama arquitectónico catalán de la segunda mitad del siglo XIX, y de Joan Torras Guardiola, que fue llamado el «Eiffel catalán» por su conocimiento de la construcción en hierro, y que era un

decidido partidario de la modernización tecnológica. Guastavino los reconoce en repetidas ocasiones como inspiradores de sus ideas.

Hacia la década de los sesenta, la creciente actividad en Barcelona y, sobre todo, las nuevas expectativas del sector de la construcción pesaban en el ambiente universitario de la arquitectura. Las nuevas realidades económicas se plasmaban en el ambicioso proyecto de lldedons Cerdà. Los nuevos tipos constructivos, la casa unifamiliar, los nuevos “bloques” y, sobre todo, la “casa de renta”, exigían una profunda renovación de la arquitectura. En este contexto se imponía también la puesta a punto de unas técnicas de construcción más modernas, racionales, rápidas y baratas que las que se habían venido empleando, unas técnicas que se basarían fundamentalmente en el uso de los nuevos materiales: el ladrillo, el cemento y el hierro.

Esta voluntad de cambio, perceptible tanto dentro como fuera de la Escuela, estaba basada en la confianza en la ciencia como generadora de progreso, en la asunción del modelo de la Naturaleza como objeto de imitación y en la intuición de los inventos que habían de conducir a una nueva tradición constructiva. Guastavino intuiría un capítulo de esta renovación, al que consagraría para siempre su trabajo: la modernización de las técnicas de la construcción tabicada.

La bóveda era el elemento más espectacular de los contruidos con esta técnica y, aunque soportase sólo su peso, a la vista de su ligereza (generalmente dos gruesos de rasilla), la resistencia de la bóveda tabicada aparecía como un fenómeno inexplicable, como algo misterioso. El éxito de la construcción tabicada era debido a cuatro factores: 1) sólo se precisaban materiales corrientes y de bajo coste; 2) en el caso de las bóvedas, no eran necesarias las cimbras; 3) el proceso de ejecución era de una extraordinaria simplicidad para un artesano conocedor del oficio; y 4) se trataba de una técnica muy versátil aplicable a múltiples soluciones constructivas.

En los edificios monumentales, la construcción de bóvedas tabicadas que habían de soportar poca carga se había mantenido desde el Renacimiento. Sin embargo, en el siglo XIX donde más se utilizaba la rasilla era en lugares de poco riesgo estático: bovedillas, bóvedas de escalera, azoteas, etc. La construcción tabicada se asociaba al yeso, pues la dificultad de sostener los ladrillos hacía necesario un conglomerado de fraguado rápido, inmediato. Ahora bien, como material resistente el yeso no tenía futuro, y por esta razón la construcción tabicada se consideraba parte de una tradición a extinguir.

Los años que Guastavino pasó en Barcelona, que comprenden el período conocido como el Sexenio Democrático (1868-1875) y los inicios de la Restauración Monárquica, sin duda época de gran esplendor económico. Esta situación y la aparición de los nuevos conceptos de tecnología y modernidad resultaron un campo propicio para las propuestas de Guastavino que vivió años de notable actividad profesional, como prueban los edificios de viviendas que proyectó o construyó en las zonas más elegantes de la ciudad por encargo de importantes propietarios y el considerable número de edificios industriales en los que intervino.

La especial capacidad de Guastavino le llevó a embarcarse en la modernización del sistema tradicional, aprovechando las ventajas añadidas que aportaban nuevas posibilidades materiales, como el cemento Portland. De esta manera surgían soluciones más “resistentes”,

Hasta los años 1866 o 1868 los profesores de la Escuela de Barcelona, una de las más destacadas de Europa, y una ciudad donde el ladrillo se usaba más que en el resto del mundo, no comenzaron a prestar atención a este estilo...

y cuando por fin lo hicieron fue sólo para tratar incidentalmente acerca de su resistencia y de sus posibilidades de uso; pero no entraron en su estudio, a pesar del hecho de que constantemente andaban sobre pisos contruidos con este sistema.

GUASTAVINO MORENO, R.

“The Theory and History of Cohesive Construction”

American Architect and Building News.
Vol. 26 (1889).

adecuadas a las nuevas cargas y necesidades de los nuevos edificios residenciales y, especialmente de un nuevo arquetipo constructivo, la edificación industrial, en la que sin duda encontró su gran terreno de experimentación.

No estaba concibiendo un nuevo sistema estructural, sino que de acuerdo a los nuevos conceptos de la época que promulgaban que la arquitectura del futuro debería de estar basada en la “imitación” de la Naturaleza, quería crear una nueva concepción del hecho constructivo. La construcción cohesiva (una sola pieza a imitación de la gruta natural) respondía a las condiciones fundamentales de referencia histórica y base organicista. Era posible elaborar una nueva teoría sobre la construcción tabicada, un nuevo sistema de construcción en el que las bóvedas tabicadas se convierten en técnica universal.

Como parte de esta nueva teoría la construcción tabicada encuentra avales en la modernidad de su uso implementado en las nuevas tipologías. Surge la aplicación práctica de lo que Guastavino llamaba “construcción tubular”, es decir, la aplicación de la construcción tabicada a las paredes de los edificios, además de a los suelos, construyendo muros alveolados cuyas cavidades interiores garantizaran aislamiento y ventilación al mismo tiempo que ligereza y resistencia. Nuevas tecnologías para nuevas funciones y necesidades.

Estas propuestas son mostradas en la Exposición de Filadelfia de 1876, adonde envió para ser exhibidos algunos planos de sus edificios junto con una propuesta especial que llevaba por título “Mejora de la Sanidad en las Ciudades Industriales”, la cual representaba la propuesta de construcción tubular para edificar ciudades. Un planteamiento en sintonía con las corrientes higienistas y sanitarias más avanzadas, que pretendían una mayor calidad de vida para los trabajadores de las ciudades industriales. Por esta propuesta sobre la construcción tubular recibió una medalla de bronce *“in absentia”*. La vía americana estaba abierta.

Durante esta época se casó con Pilar Expósito, con quien al cabo de cinco años ya había tenido tres hijos, Josep, Manuel y Ramón. Pero el matrimonio no iba bien y a principios de los setenta se produjo la primera separación de la pareja que duró dos años. Superada la crisis, Rafael y Pilar tuvieron su último hijo, Rafael, que nació en 1872. Pero el fracaso matrimonial no tardaría en manifestarse de forma definitiva.

En febrero de 1881, la esposa de Guastavino y sus tres hijos mayores se trasladaban a la Argentina, mientras él y el pequeño Rafael embarcaban el 26 de febrero en Marsella, rumbo a Nueva York. Cuando llegó a Estados Unidos con su hijo, su ama de llaves y dos hijas de ésta, Guastavino tenía cuarenta dólares en el bolsillo y prácticamente ningún conocimiento de inglés.

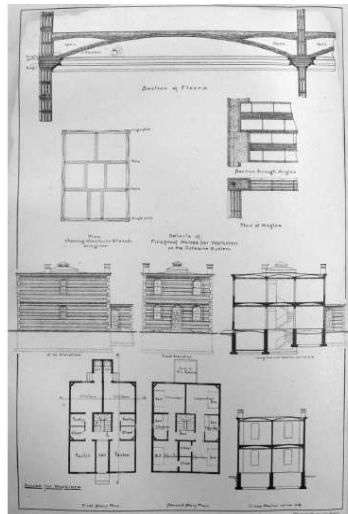


fig. 5.2 “Mejora de la Sanidad en las Ciudades Industriales”

Exposición de Filadelfia (1876)

Lo que Guastavino denominaba “construcción tubular” era un sistema de muros y forjados de ladrillo reforzados con hierro que habría de servir para los amplios programas de construcción de las nuevas ciudades.

La figura, que muestra unas casas para trabajadores, formaba parte de la propuesta “Improving the Healthfulness of Industrial Towns”, presentada por Guastavino en la Exposición de Filadelfia de 1876.

The American Architect and Building News (1890).

la experiencia de Barcelona

La teoría (y la técnica) supuesta por Guastavino necesitaba un banco de pruebas que permitiera el desarrollo de las posibilidades formales y materiales del sistema. La Barcelona de la década de los años 70 del siglo XIX no podía ofrecer mejor campo, abonado por el potencial económico y el gran desarrollo industrial y residencial que se estaba desarrollando de manera paralela. Las nuevas necesidades de espacios industriales, diáfanos y con mayor

flexibilidad eran el laboratorio en el que desarrollar sistemas de ejecución que ofertaban una rápida ejecución, y unas mejoras considerables respecto a coetáneos sistemas estructurales: el fuego y las condiciones de resistencia en caso de incendio parecían aseguradas.

Las nuevas construcciones ya no se realizaban con suelos entarimados de madera, sino de obra, imitando las inglesas, con el fin de incrementar su rendimiento y protegerlas de la plaga del fuego. El fuego era un problema cada vez más acuciante, y la prima del seguro se encarecía considerablemente si se trataba de un continente más inflamable. Esta nueva manera de construir con bóveda tabicada, en la versión modernizada de Guastavino, convirtió las fábricas catalanas en un tipo genuino de la arquitectura industrial. En sólo diez años, durante la década de los setenta, el 75 por ciento del parque fabril de Barcelona se modernizó mediante la utilización de estructuras tabicadas. En el 80 por ciento de los casos, las jácenas que soportaban estas bóvedas eran de madera, y en el 20 por ciento restante, de hierro, pues la madera era un material de combustión lenta y, por el contrario, el fuego colapsaba la estructura de hierro en muy poco tiempo (Guastavino, 1892).

La construcción de la fábrica Batlló, que levantó una gran expectación, marcó el inicio de esta larga y peculiar aventura, aún hoy poco conocida por la falta de documentos y de edificios. Actualmente podemos asegurar que Guastavino construyó con esta técnica: la Fábrica Vidal e hijos, la Fábrica Martí y Rius, la Fábrica de Aprestos Muntadas, Aparicio y Cía, los Almacenes Grau y la Fábrica de Lanas Carreras e Hijos.

La actividad de Rafael Guastavino se multiplica y su presencia en exposiciones y concursos junto a los mejores profesionales del momento deja constancia de su reputación. Se conoce, por ejemplo, su participación en la Exposición de Agricultura, Industria y Bellas Artes de 1871, celebrada en el nuevo edificio de la Universidad de Barcelona (donde presentó las casas Blajot, Julià, Montalt y Oliver). Se sabe también que en 1873 la obra de Guastavino estaba presente en la Exposición Universal de Viena (*Exposition*, 1873) y que en 1876 el Centro de Maestros de Obras, en el cual figura como “socio activo” de 1874 a 1877, celebró una gran exposición con presencia de su obra (casas Buxeda, Blajot, Oliver y “Casa del Jardinero”).

La implicación de Rafael Guastavino en la sociedad catalana queda patente cuando vemos que, en 1873, forma parte del jurado que debía adjudicar la construcción de la fachada de la Catedral de Barcelona o cuando recibe, de la Sociedad Económica de Amigos del País, el diploma de honor por su labor como miembro de la Comisión Organizadora de la Exposición Marítima Española de 1872. Cabe destacar también la inclusión de varias de sus casas en las publicaciones de arquitectura de la época (Nacente, 1888; Rogent Domènech, 1897).

Su éxito profesional era una realidad y el listado de obras realizadas da muestra de su prolífica producción en estos primeros años de ejercicio.

- 1865 Casa de Miquel Buxeda en la Plaza de Cataluña
- 1866 Casa de cuatro plantas en el Ensanche de Barcelona.
- 1868 Casa para el banquero Víctor Blajot, de cinco plantas, todavía existente, en el paseo de Gracia, actual número 32.
- 1868 Monumento a «La Gloriosa», en la Plaza Real.

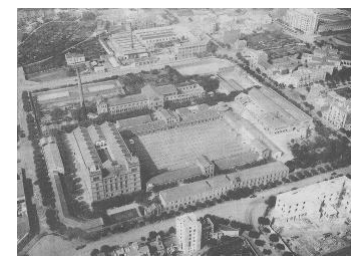


fig. 5.3.a | b. Fábrica de Batlló y Batlló
(1868)

GUASTAVINO MORENO, R

Carta manuscrita dirigida al director del
Diari de Barcelona.

*Muy señor mío: dándole anticipadamente las
gracias, ruego a V. se sirva mandar insertar
el siguiente escrito:*

*Hace tiempo que por los periódicos de la
localidad se me atribuye la dirección de la
fábrica de los Sres. Batlló Hermanos. Esto es
inexacto. Recientemente he vuelto a releer en
algún periódico la misma especie y me veo
obligado a repetir lo mismo.*

*En todos los edificios de esta índole existen
dos pensamientos que desarrollar,
representados por dos distintos facultativos
cuyas atribuciones o límites son bien
determinados. El uno representa lo principal,
lo eminentemente útil, lo que constituye,
propriamente dicho, la dirección y proyección
de la fábrica; esto corresponde al ingeniero, a
quien todo se ha de subordinar por la índole
misma del edificio. El otro representa lo
secundario en esta clase de edificios, es
decir, el aspecto exterior, la proyección pura y
simplemente arquitectónica.*

*La primera parte corresponde exclusivamente
a mi distinguido amigo D. Alejandro Mary.*

*La segunda pertenece a quien no le gusta se
publique su nombre, si ha de herir
susceptibilidades.*

*Queda de V.S.S.Q.B.S.M., Rafael
Guastavino.
Barcelona, 18 de noviembre de 1869.*

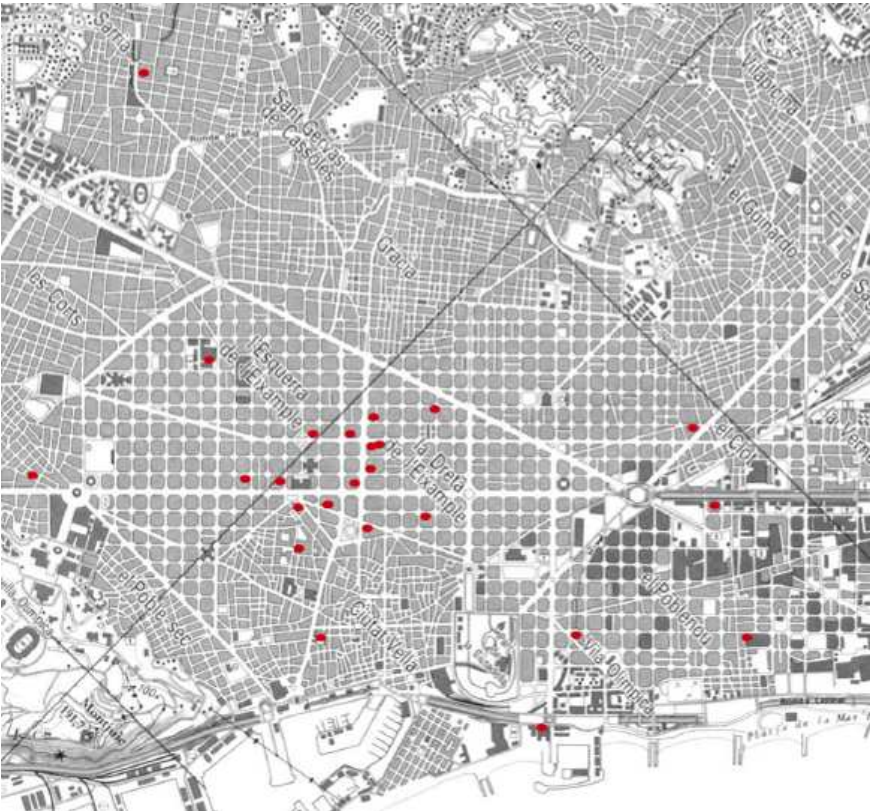
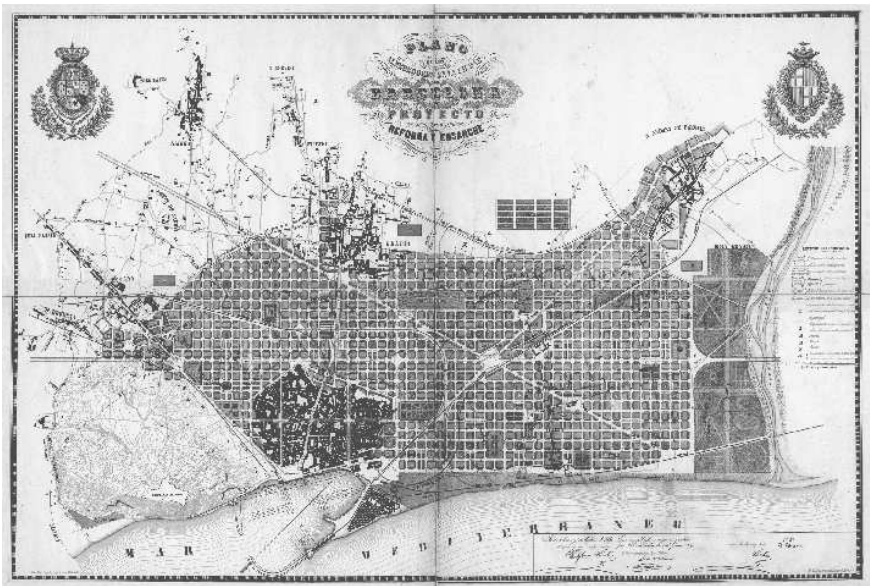


fig. 5.4.a | b. Plano de Barcelona con el Plan de Expansión (Cerdá) e imagen actual con la implantación de las principales construcciones de Rafael Guastavino Moreno entre 1865 y 1881.

- 1868 Fábrica para los hermanos Batlló en les Corts de Sarrià, actualmente integrada en el conjunto de la Escuela Industrial.
- 1870 Casa Galve en Sarrià (actual casa Orlandai).
- 1871 Casa Victor Blajot en Paseo de Gracia Nº 32
- 1871 Fábrica Vidal e hijos. Con bóvedas tabicadas sobre vigas de madera.
- 1872 Casa propia, de cuatro plantas, en la esquina de las Calles Lauria y Aragón, con suelos de bóvedas tabicadas. (Se empleó cemento pórtland importado de Inglaterra).
- 1872 Casa Camil Juliá, en el paseo de Gracia Nº 150/152.
- 1872 Casa Pau Montalt.
- 1872 Palacete Llorenç Oliver, en el paseo de Gracia.
- 1872 Fábrica de lanas Mitjans y Cía.
- 1872 Fábrica Martí y Rius, en la calle de la Lleialtat de San Martí de Provençals (con bóvedas tabicadas de tres metros de luz tensadas sobre jácenas).
- 1874 Concurso para el monumento a los Héroes de la Campaña de África de 1860.
- 1875 Fábrica de aprestos Muntadas, Aparicio y Cía. (Con bóvedas tabicadas sobre jácenas de madera).
- 1875 Fábrica de vidrio de Modest Casademunt.
- 1875 Fábrica de porcelanas Florensa y Cía.
- 1877 Almacenes Grau en Barcelona (con jácenas de tabica tensada de 5,80 m de luz y bóvedas tabicadas).
- 1877 Casa de una planta para Josefa Elías en la calle Nápoles.
- 1878 Fábrica de lanas Carreras e hijos. (con vigas de hierro y arcos y bóvedas tabicadas).
- 1878 Casa Modest Casademunt en el Nº 3 de la calle Aribau.
- 1878 Casa para el banquero Andreu Anglada.
- 1878 Fábrica Rosic.
- 1878 Fábrica de sedas de Saladrigues.
- 1879 Casa Edmond Sivatte en la calle Urgell.
- 1880 Casa Mumbrú en Sarrià.
- 1880 Teatro del centro cultural “La Massa” de Vilassar de Dalt, todavía existente. Con una cúpula rebajada de 17 m. de diámetro.

Pero Guastavino se quejaba a menudo de la falta de medios para llevar a cabo sus proyectos, y le dolía la aceptación popular de la supuesta naturaleza misteriosa de la bóveda. Los materiales que se producían en el país, sobre todo el cemento, eran de calidad irregular y no se podían establecer promedios aceptables que permitieran un encuadre teórico general del sistema. Así que se vio forzado a desarrollar su trabajo en dos frentes: como arquitecto, proyectando edificios y presentándose a concursos, y como constructor, realizando obras proyectadas por él mismo o por otros, ganadas en licitaciones y subastas. Ambas facetas fueron a menudo simultaneadas, de tal manera que ante la imposibilidad de “prescribir” el sistema como proyectista, ofrecía la garantía del sistema como constructor.



fig. 5.5.a | b | c. La construcción de grandes espacios diáfanos que exigían las nuevas construcciones industriales permitieron el desarrollo de nuevas experiencias estructurales que incluían el empleo de elementos de acero sobre los que posteriormente era posible inducir posteriormente esfuerzos de tesado.



fig. 5.6 Casa Miquel Buxeda
Plaza de Cataluña. Barcelona (1866).



fig. 5.7 Casa Victor Blajot
Paseo de Gracia, Nº 32. Barcelona (1871)

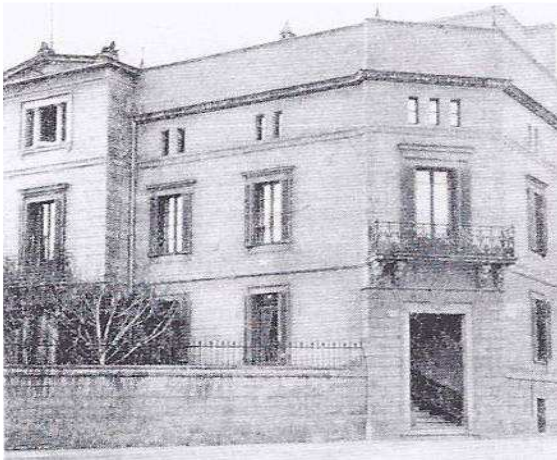


fig. 5.8 Vivienda Propia
Esq. Calles Lauría y Aragón. Barcelona (1872).



fig. 5.9 Casa Camil Juliá
Paseo de Gracia, Nº 150/152. Barcelona (1872)

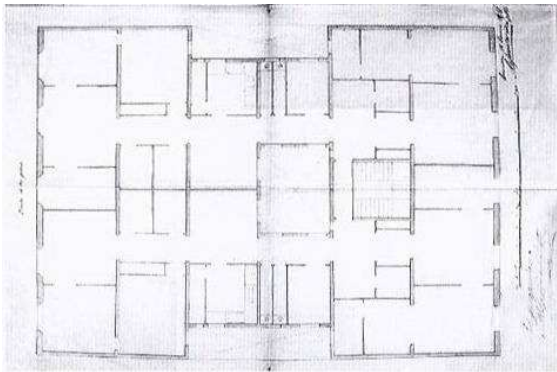


fig. 5.10.a| b. Casa Modest Casademunt. Calle AriBau Nº3. Barcelona (1878)





fig. 5.11.a|b|c Imágenes del Teatro "La Massa" (Vilassar de Dalt. 1881).

Trátase de un local espacioso, destinado a sala de espectáculos, de planta circular combinada con un rectángulo, correspondiente al escenario.

La sala va cubierta con una cúpula rebajada, apeada por columnas de fundición, confiándose el contrarresto de los empujes a las bóvedas de cañón radiales y apoyadas sobre viguetas metálicas, que flanquean aquella. La cúpula, de 17 m. de diámetro y 3,50 m. de flecha es de dos gruesos de rasilla y va reforzada con nervios exteriores según paralelos y meridianos; en su parte alta se abre un lintemón de 4 m. de luz.

La estructura es atrevida y nos obliga a decir que su estabilidad se debe en gran parte a la bondad de los materiales y a la mano de obra esmeradísima, que tanto acredita a los constructores catalanes.

Bonaventura Bassegoda i Musté (1925)

...llamó la atención del suscrito, la singular estructura constructiva del mismo. Obra de ladrillo y hierro atriantado, presenta las características propias de las construcciones que hacia el año 1870 levantó en nuestro país el arquitecto Guastavino.

Efectivamente fue éste quien proyectó tal edificio. Obra personal, atrevida, de verdadero mérito hay que calificarla; lástima que una excesiva simplicidad y economía, no permitiera un más completo acabado de la misma.

Evidencia la valía de Guastavino, el hecho de haberse trasladado en busca de más amplios horizontes a los Estados Unidos, donde introdujo junto con sus inventivas, los sistemas constructivos a la catalana, que hoy tienen allá ya carta de naturaleza.

El Teatro que nos ocupa es quizás la obra más compleja, construida aquí por Guastavino. Las construcciones de la fábrica Batlló, actualmente residencia de la Universidad Industrial, son más sencillas.

Vilassar de Dalt puede gloriarse de poseer una muy interesante obra, de notable constructor.

Jeroni Martorell i Terrats (1927)



fig. 5.12.a|b Imágenes del Teatro "La Massa" (Vilassar de Dalt. 2010).

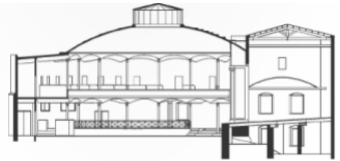
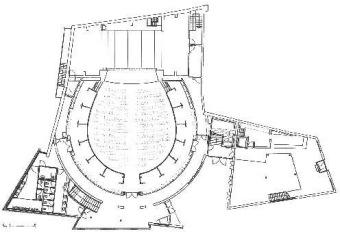
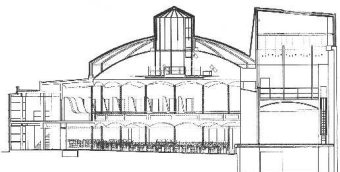


fig. 5.13.a|b|c Esquemas de planta y secciones representativas del Teatro "La Massa" (Vilassar de Dalt. 1881)

nuevos horizontes

*"Here there is too much chewing of tobacco, and drinking of gin and whiskey;
I am finding it hard to find olive oil and red wine.*

*Aquí hay mucho tabaco de mascar y alcohol de ginebra y whiskey;
Me cuesta mucho encontrar aceite de oliva y vino tinto.*

GUASTAVINO MORENO, Rafael

Cuando en 1881 llega Guastavino a Nueva York encuentra en esta ciudad un panorama en el que confluyen dos hechos significativos que incidirán en su trayectoria. Por un lado los nuevos conceptos tecnológicos que permiten una apertura a nuevos materiales constructivos como el cemento portland, el acero laminado o el hormigón que irían sustituyendo las tradicionales y combustibles estructuras de madera. Por otro lado, y en oposición a las nuevas referencias formales de la “Escuela de Chicago”, la progresiva implantación del gusto *Beaux-Arts*, cuya aceptación general en todo el país se conseguiría más tarde.

La precaria llegada de Guastavino a EEUU con escaso capital, sin suficientes contactos y sin un dominio del idioma no le permitió continuar con el tipo de trabajo profesional que había venido realizando en España. Lejos de ser un inconveniente, encontró un nuevo acicate para tratar de implementar sus ideas sobre construcción cohesiva. Descubrió en la “incombustibilidad” del sistema una nueva virtud que aún añadía mayor interés en el empleo de los sistemas tabicados y no dudó en demostrarlo. En 1883 compró un solar en Connecticut, construyó dos casas con bóveda de ladrillo visto y les prendió fuego, fotografiando todo el proceso para demostrar la eficacia del método (Solar en la esquina de Columbus Avenue 100th Street). Asimismo, abundó sobre la disciplina de la construcción cohesiva, participando con artículos alusivos en la revista *Decorator and Furnisher* y ganó el concurso para hacer el edificio del Progress Club en la esquina de la 59th Street y la Fourth Avenue de Nueva York (1883), lo que le abrió las puertas de la construcción.

La historia americana había comenzado y pronto conoció a su primer gran cliente, Bernard Levy, para el que realizó las primeras construcciones de edificios residenciales en hilera en la West 78th Street neoyorquina. Desde este momento (1885) Levy se convierte en un mentor de la obra de Guastavino, ayudándole a generar los documentos de patente de sus sistemas, y su posterior implementación en obras propias y ajenas.

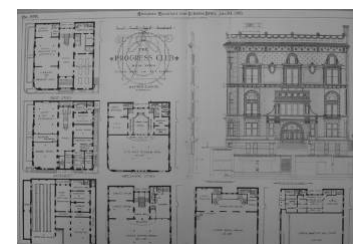


fig. 5.14.a | b Imágenes del Progress Club de New York y planos originales del proyecto (1893-1895)

ZUCKER, Alfred

Se puede considerar que esta es la primera construcción de “encargo” realizada por Rafael Guastavino tras su llegada a New York.

arquitecto emigrante

THE NEW ARION CLUB HOUSE.
Building will publish to-day the following: "The competition for the prizes for plans of the Arion Society's new building was this week settled, the first prize, of \$500, being awarded to Messrs. De Lemos & Cordes; the second, of \$300, to Messrs. Adam Weber & Dresser, and the third, of \$200, to Messrs. Schwarzman & Buchman. The competition may be considered a model one, the Committee on Decisions having among its number Messrs. Robert Maynicke and Hugo Kafka, both architects favorably known as designers and constructionists. From Messrs. De Lemos & Cordes, we learn that the building, which will be situated on the southeast corner of Fifty-ninth-street and Park-avenue, adjoining the Progress Club, and in the immediate vicinity of the Liederkranz Club, is to be 125 by 90 in size, the fronts of the first story to be Ohio stone and above buff brick. The height of the first story will be 18 feet in the clear, of the second story 13 feet, and the third story 30 feet. The style of architecture will be Italian Renaissance and the cost \$180,000. In the basement will be a wine room, three double bowling alleys, bar, &c.; on the first floor card and reading rooms, billiard room for eight tables, family dining room, reception and committee rooms, &c.; on the second floor a large dining hall, with movable partitions for rehearsal hall. On the third floor is the large hall, about 60 by 120, with gallery, anterooms for singers, and ladies' parlor. The dressing rooms for ladies are on the second floor, and that for gentlemen in the basement.

The New York Times



fig. 5.15 "The Arion Club" (1885)
SE corner of Park Ave. and 59th St.

DE LEMOS, T. W. E & CORDES, A. W.

Aunque participó como arquitecto en el concurso para la realización del Proyecto de la sede de la *Arion Society* no obtuvo el premio que le permitiera desarrollar sus sistemas.

Aún así fue capaz de competir como constructor, pudiendo realizar finalmente sus propuestas constructivas sobre el proyecto elaborado por T.W.E. De Lemos y A.W. Cordes.

Cuando Guastavino llegó a América, la construcción, incluso en las ciudades, se realizaba sobre todo con madera, siguiendo la tradición iniciada con los sistemas balloon frame y platform, modernas adaptaciones de la construcción de madera europea que había llegado a los Estados Unidos con los primeros colonizadores. Sin embargo, los edificios de madera tenían el gran inconveniente de la combustibilidad. Habían transcurrido apenas diez años desde que el fuego asolara la ciudad de Chicago, y los incendios eran el pan de cada día. Unas décadas antes, la aparición del hierro —del hierro fundido— había sido recibida como la gran panacea, pero a esas alturas ya se había comprobado que el colapso en el edificio de hierro se producía, en caso de incendio, más deprisa que en el de madera.

En otro orden de cosas, en la década de los setenta, el arquitecto Henry Hobson Richardson había implantado en Estados Unidos la arquitectura *revival* medieval, neorrománica y neogótica, en la que se utilizaban grandes bóvedas. Estas bóvedas se hacían, en la mayoría de los casos, de yeso o cartón piedra, a modo de cielos rasos suspendidos del techo, dada la falta de tradición de las técnicas de la piedra y el ladrillo y el elevado coste de las bóvedas de rosca. La misma catedral de San Patricio en Nueva York se había realizado con bóvedas de cartón piedra. A la muerte de Richardson, en 1886, cuando Guastavino empezaba ya a trabajar a pleno rendimiento, la arquitectura revival medieval entró en crisis, pero la necesidad de bóvedas no disminuyó, sino que, por el contrario, aumentó pues se inició una reacción a favor de la arquitectura neoclásica. Esta tendencia, hegemónica hasta el estallido de la primera guerra mundial, mantenía una gran demanda de cúpulas y exigía, más que nunca, una construcción maciza.

Frente a estas corrientes la formación de Guastavino y su origen europeo le permitía un cierto conocimiento de las condiciones espaciales de estas arquitecturas "clásicas". El contacto directo con estas formas y con sus sistemas constructivos le permitió comprender rápidamente como el cliente americano anhelaba edificios sobre los que fuera posible agregar una carga historicista como punto de añadido valor. Los edificios públicos y las arquitecturas representativas exigían esta componente de "tradición", de solera, que la incipiente burguesía americana y sus ricos representantes reclamaban como demostración de su "abolengo".

Trató de trabajar como arquitecto, presentándose a nuevos concursos tales como el del *Arion Club* (1885) sin ningún éxito. Encontró en la colaboración con otros arquitectos de renombre (McKim, Mead&White, Bertram Goodhue, Ralph Adams Cram, Cass Gilbert, Henry Hornbostel, Carrère&Hastings y Warren&Wetmore) una forma de aportar sus conocimientos sobre el tratamiento de grandes espacios abovedados y de implementar sus propuestas constructivas. El *Airon Club* se construyó finalmente con sus sistemas constructivos tabicados.

Desde sus mismos inicios en Nueva York practicó una activa política de patentes de procedimientos constructivos resistentes al fuego, basados en el ladrillo y las bóvedas tabicadas. Ya en 1885 había registrado el título "Construction of Fireproof Buildings" y en muy pocos años, con un conjunto de patentes que engloba bajo esa denominación de resistencia al fuego, logra producir unos materiales (piezas de ladrillo especiales, morteros, refuerzos metálicos en su caso) y procesos constructivos (bóvedas tabicadas y bovedillas para forjados,

escaleras a la catalana, tabiques...) que confieren una eficaz operatividad al que pronto se conoció como “*Guastavino System*”. Este “invento”, salvo por las evidentes ventajas que comportaban los nuevos morteros de cemento, bebía directamente en las fuentes de la tradición vernácula que había conocido en España, pero que, poco a poco, con continuos aditamentos y mejoras fue constituyendo un sistema propio y característico.

Comienza la necesidad de abandonar el hecho proyectivo y participar directamente en la construcción, pero sin abandonar en ningún momento su carácter de “técnico”, de creador, que además necesita conferir máxima confianza a su sistema de construcción. En lugar de proyectar edificio, proyecta sistemas constructivos sobre los que realiza rigurosos ensayos de evaluación, de manera que enseguida pudo demostrar sus excelentes condiciones de resistencia e incombustibilidad.

Su desarrollo en EEUU alcanza cerca de 1000 edificios que se reparten por más de 28 estados diferentes (y algunos en la cercana Canadá). Abarcó todo tipo de edificios entre los que se encuentran más de 200 templos de las más diversas confesiones (sinagogas, iglesias como la Catedral de St. John the Divine en N.Y.), aularios, academias colegios y capillas de Universidades como las de California, Chicago, Columbia, Cornell, Harvard, New York, Pittsburg, Virginia, West Point o Yale; unos cuarenta bancos, entre los que destaca el Federal Reserve Bank de N.Y.; ayuntamientos y edificios municipales en Binghamton, Buffalo, Cleveland, Plattsburg o Detroit; edificio gubernamentales en Washington, Nebraska, New York, Charleston; una docena de hoteles, una veintena de edificios de juzgados, una decena de bibliotecas públicas, entre las que destacan las de Boston y Washington; una quincena de museos entre los cuales está el Metropolitan de N.Y.; más de veinte hospitales, con ejemplos como el Mount Sinai de N.Y.; una treintena de estaciones de ferrocarril, entre las que destacan la Grand Central y la Pensilvania de N.Y., las de Chicago, Buffalo, Detroit y Houston; edificios residenciales, teatros, oficinas de correos, balnearios, oficinas, planetarios, ...

el brillante empresario

Con su primera gran obra, la Biblioteca Pública de Boston (1889), tuvo la oportunidad de poner a prueba las ventajas que su sistema de bóvedas tabicadas ofrecía respecto de otros procedimientos al uso, así como desvelar unas novedosas y atractivas posibilidades formales (muy acordes, por lo demás, con las líneas estéticas del momento). Con esta obra, realizada en colaboración con la prestigiosa firma de arquitectos McKim, Mead & White, obtuvo amplia resonancia y publicidad, siendo decisiva para su definitiva orientación profesional. Se abandonan los intentos de proyectar arquitectura y surge el constructor capaz de generar la riqueza formal de los espacios ideados, pero no concebidos.

Probada la aceptación de su sistema constructivo y contando con la seguridad que comportaban las patentes registradas, constituyó en 1889 la “*Guastavino Fireproof Construction Company*” (más tarde reconvertida en la “*Guastavino Company*”). A partir de entonces su actividad está ligada a la empresa, de manera que al referimos a las bóvedas de Guastavino nos remitimos a un complejo proceso productivo, ampliamente desarrollado en el tiempo, que sobreviviría en mucho a su fundador, ya que tras su muerte en 1908 sería su hijo



fig. 5.16.a|b|c Secuencia constructiva
de las bóvedas de piso de la Boston
Public Library (1889)

McKIM, MEAD & WHITE

El laboratorio y el posterior “catálogo” de
las múltiples alternativas que ofrecía la
construcción con sistemas tabicados.

El mismo aparece en la primera
fotografía sobre uno de los arcos iniciales
de las bóvedas de piso, demostrando la
solidez de la solución.

Se realizaron continuas pruebas de carga
que sirvieron para “tranquilizar” a los
proyectistas sobre la validez del sistema.

(4x5x6 ft. 12200 lb.)

Arch 3. Tests after 8 hours.

(Rafael Guastavino Expósito) quien se hiciera cargo de la empresa, no liquidándose ésta hasta el año 1962.

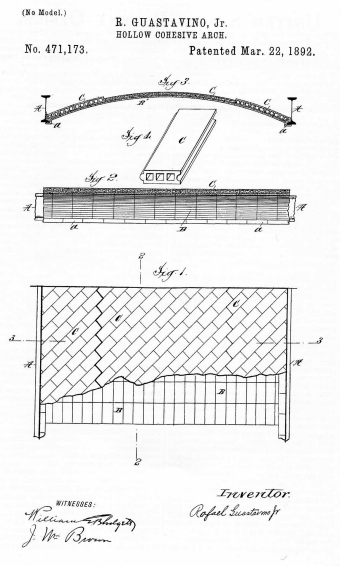


fig. 5.18.a Patente 471.173.
Hollow Cohesive Arch (1892).

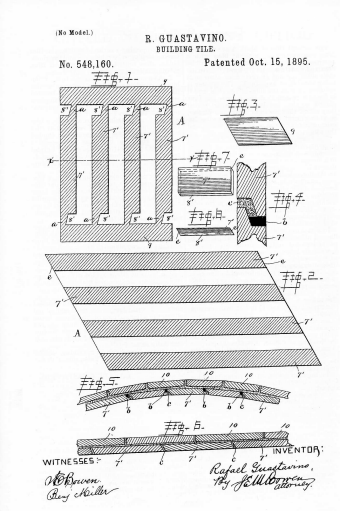


fig. 5.18.b Patente 548.160.
Building Tile (1895).

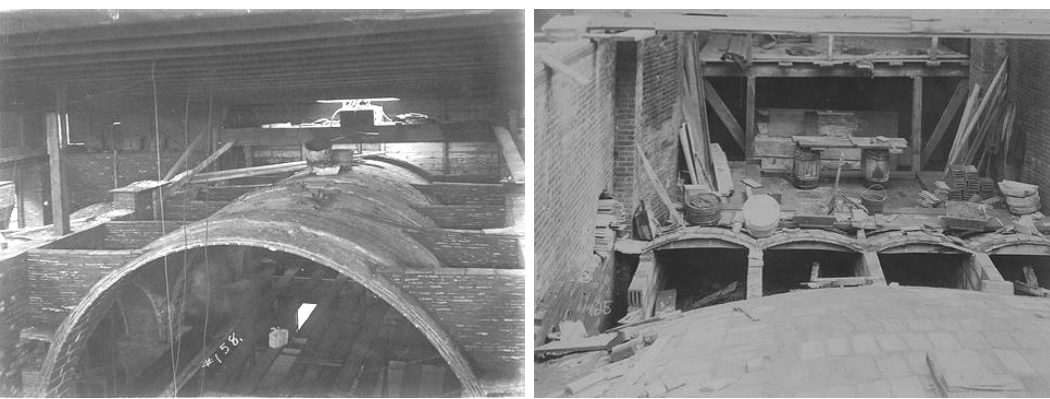


fig. 5.17.a|b Sección de las bóvedas de cubierta y de piso de la Boston Public Library (1889)

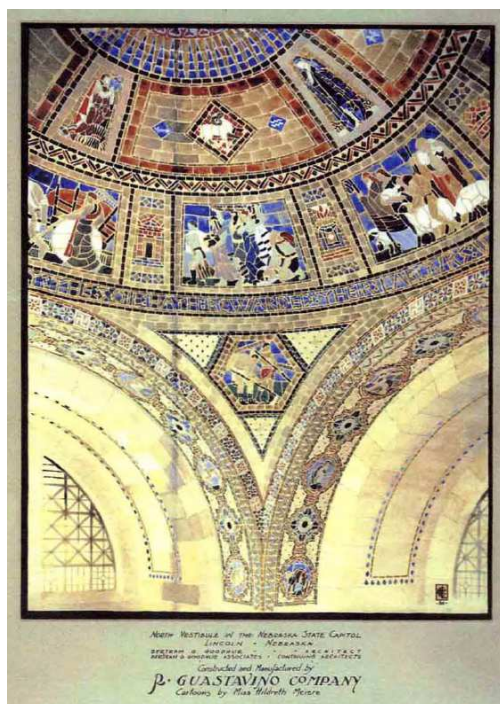
En la constitución y rápido desarrollo de la compañía fue decisiva la figura de William E. Blodgett y, más tarde, la de su hijo Malcolm, ya que ellos dirigieron los asuntos financieros de la empresa, sabiendo sortear los graves períodos de depresión económica que fueron apareciendo en el país, controlando además los continuos desbarajustes que las “locuras” de Gustavino provocaban en las finanzas de la empresa.

Un aspecto que resultó fundamental fue el progresivo control que la compañía fue estableciendo sobre todas las fases del proceso constructivo: diseño y patentes, ensayos, fabricación y manufactura de los distintos tipos de ladrillo, distribución y puesta en obra. Ello conllevaría un alto control de calidad, una activa colaboración con los arquitectos autores del proyecto, una mayor agilización de la obra y un abaratamiento de la construcción.

Es destacable el especial cuidado de Guastavino en registrar en patente, más allá de los diversos materiales cerámicos, el propio proceso constructivo. Al imponer que el procedimiento fuera realizado por personal debidamente cualificado velaba por el crédito de la patente, pero ello también le garantizaba prácticamente la exclusiva en la construcción de este tipo de bóvedas. El celo con que los Guastavino protegieron su sistema (llegando incluso a litigar contra un operario de la compañía que intentó practicar autónomamente el procedimiento) explica el hecho de que, a lo largo de los muchos años de existencia de la compañía, mantuvieran lo que cabe entender como total monopolio en la construcción de bóvedas tabicadas en EEUU.

En América y en Cataluña el asunto de las patentes fue muy controvertido ya que, a grandes rasgos, se trataba de la patente de una técnica tradicional. Él mismo dedicó algunas páginas a justificarlo, explicando que las patentes se habían concedido gracias a la utilización de nuevos morteros de cemento Portland. En América, una patente significaba asumir unas responsabilidades y, en cierto modo, una garantía de calidad sobre el producto, pero también justificaba el control de la competencia. Desde Barcelona, esto se veía como una apropiación, con fines lucrativos, de una técnica que era patrimonio popular. De hecho, y como ya se ha dicho, nadie como Guastavino había protagonizado aquella conversión de las bóvedas

tabicadas en una técnica moderna, distinta de la tradicional. Además, América era otro mundo. Sin embargo, muchas de aquellas patentes nunca llegaron a desarrollarse. Su trabajo se basó sobre todo en la utilización de la bóveda en todas sus variantes geométricas.



Otro de los firmes soportes de la empresa de Guastavino fue la calidad y eficacia de su línea propagandística. En ésta cabían desde los anuncios y reseñas de sus productos y procedimientos constructivos hasta el “Álbum” que la compañía editaba con sus principales logros y la elocuente serie de folletos Sweett's Catalogue, que dan buena idea de las mejores construcciones que la “Guastavino Company” iba llevando a cabo. Es de recalcar cómo en todo momento la compañía supo dar rápida y convincente difusión a cuantos aspectos, algunos de ellos, puros resultados de accidentes, abundaban en la demostración de las virtudes del sistema.

fig. 5.19. North Vestibule in the Nebraska State Capitol.
Publicidad de Guastavino Co.

BERTRAM G. GOODHUE Associates

En contraposición a la divulgación publicitaria hay otro aspecto que interesa resaltar: la rigurosa difusión científica y técnica, mediante publicaciones y ponencias en congresos, que Rafael Guastavino supo hacer del sistema. Ya en su etapa catalana había constatado la inexistencia de tratados sobre la bóveda tabicada moderna y entendía necesario acometer este trabajo, actualizando ese conocimiento vernáculo con su aplicación a nuevos tipos edificatorios y, lo que juzgaba de interés capital, contemplando el progreso de los nuevos morteros. Ello le animó, tras sus primeros éxitos en EEUU, a la publicación de diferentes estudios sobre el sistema de bóvedas tabicadas, que condujeron a la publicación, en 1893, de su *Essay on the Theory and History Cohesive Construction (Applied Especially to the Timbrel Vault)*, editado tras el éxito que supuso la ejecución de la *Boston Public Library*.

Tras la crisis económica de comienzos de la década de los 90 y gracias al éxito que constituyó la finalización de la prestigiosa Biblioteca Pública de Boston, los contratos llovieron de nuevo y la colaboración con arquitectos importantes continuó. Ya no era posible seguir importando material cerámico desde España. Había llegado el momento de construir una fábrica de ladrillos propia que permitiera un mayor control técnico, artístico y de mercado del material, pues la producción americana no daba abasto para tantos pedidos. La fabricación de ladrillos se probó en una finca de cien hectáreas que Guastavino había comprado en Black Mountains, cerca de Ashville, en el estado de Carolina del Norte. Precisamente allí Rafael Guastavino se había construido una casa (de madera) para vivir con Francisca Ramírez, la institutriz mejicana que había conocido unos años antes y con la que acabaría casándose. Las pruebas fueron



fig. 5.20. Publicidad de Guastavino Co.

Éstas son las quince principales bóvedas levantadas por Rafael Guastavino & Co. entre 1897 y 1910.

- 1897 New York University, Bronx, N.Y.
McKim, Mead & White (17,07 m).
- 1897 Virginia University, Charlottesville,
McKim, Mead & White (21,34 m).
- 1901 Institute of Arts & Sciences, Brooklyn,
McKim, Mead & White (19,51 m).
- 1903 Bank of Montreal, Canadá
McKim, Mead & White & A. Taylor (21,03m)
- 1904 Mad. Sq. Presbyterian Church, N.Y.
McKim, Mead & White (14,02 m).
- 1905 St. Paul's Chapel,
Columbia University, Nueva York
Howells & Stockes (15,85 m).
- 1905 Rodef Sholem Synagogue,
Pittsburgh, Pennsylvania, con
Palmer y Hombostel (27,43 m).
- 1905 McKinley National Memorial,
Canton, Ohio
H. Van Buren Magonigle (17,07 m).
- 1906 Elephant House, Bronx Park, N.Y.
Heins y La Farge (10,36 m).
- 1906 Smithsonian Museum, Washington
Hombrower & Marshall (24,38 m).
- 1907 Girard Trust Co., Filadelfia, McKim,
Mead & Whitey Allen Evans (30,78 m).
- 1908 St. Fr. de Sales Church, Filadelfia
Henry D. Dagitt (18,59 m).
- 1908 Cathedral St. John the Divine, N.Y.
Heins & La Farge (41,15 m).
- 1909 St. Barbara Church, Brooklyn, N. Y.
Helmle & Huberty (13,11 m).
- 1909 J. J. Jermain Memorial Library
Sag Harbor, N.Y.
Augustus N. Allen (9,14 m)

satisfactorias y la fábrica se instaló finalmente en Woburn (Massachusetts), cerca del domicilio de Blodgett. Allí se fabricarían enormes cantidades de ladrillos estructurales y decorativos.

En 1908, Guastavino, que ya pasaba largas temporadas en su casa de Carolina del Norte, no pudo superar una afección pulmonar y falleció. Tenía sesenta y seis años, y llevaba veintisiete residiendo en los Estados Unidos. En ese tiempo se habían realizado buena parte de sus aspiraciones, y estaba a punto de iniciarse la construcción de la gran catedral de St. John the Divine al lado de la Columbia University en Nueva York, una obra emblemática de la arquitectura americana, con una cúpula de unos cuarenta metros de diámetro, que proporcionaría un gran prestigio a la firma Guastavino.

En aquella época, la relación de obras importantes realizadas por la Compañía era ya notable. Más tarde se editaría un cartel publicitario con las principales bóvedas levantadas entre 1897 y 1910, la mayor parte, pues, en vida de Guastavino, que no dejaba lugar a dudas sobre el éxito de la Guastavino vault. La lista de dichos trabajos, acompañada de los nombres de los arquitectos que las habían proyectado, constituye, como puede apreciarse, un inventario de los edificios más importantes que Rafael Guastavino Moreno construyó en América. Sin embargo, no hay que olvidar que estos edificios representan sólo una muestra del total de edificios que acabaría construyendo la empresa que él fundó.

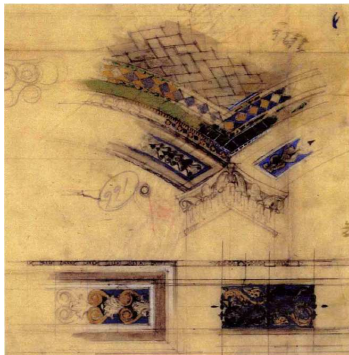


fig. 5.21.a|b Diseños de elementos cerámicos para el Vanderbilt Hotel (4 Park Av., N.Y.).

Manuscritos originales de R. Guastavino.

WARREN & WETMORE

Efectivamente, después de la muerte de Guastavino, la empresa seguiría dando mucho que hablar. Dirigida por su hijo, continuó construyendo con bóvedas tabicadas y se especializó en el uso de materiales de acabado, fabricados en su tejería de Woburn, con grandes propiedades para el aislamiento acústico gracias a una fructífera colaboración con el profesor Sabine del Departamento de Acústica del Massachusetts Institute of Technology. Durante los años veinte del siglo XX, con el boom de la construcción, la empresa hizo grandes negocios. En 1929 se produjo una nueva crisis, que una vez superada, abrió otra etapa floreciente. Cuando Rafael Guastavino Expósito envejeció, la empresa pasó a manos de su hija y del hijo de Blodgett. El hijo de Guastavino murió en 1950, pero la Compañía no se liquidaría hasta el año 1962.

Con el tiempo el empleo de la construcción tabicada empezó a decaer. De hecho, no pudo resistir, como Guastavino probablemente temía, el incremento del coste de la mano de obra especializada. La difusión del hierro y más tarde del hormigón armado era un hecho irreversible. La evolución tecnológica no había seguido el curso que Guastavino deseaba, porque los procedimientos de trabajo tenían que ser cada vez más intensivos en capital y menos en mano de obra. Pero él había encontrado su momento.

éxito y decadencia

La labor desarrollada por la *Guastavino Company*, a lo largo de 70 años, lejos de restringirse a un mero quehacer de contratación de obras y dominio de patentes, ha de juzgarse como arquitectónica, involucrada en la generación espacial y formal de los edificios. La necesaria conformación del espacio arquitectónico que conlleva el sistema abovedado hace que, en tantos casos, no sea distinguible la separación entre forma y construcción. En este sentido se hace interesante estudiar la relación entre la compañía de Guastavino y los equipos de arquitectos con los que colaboró, y con la simple observación de la lista anteriormente relatada podemos concluir que trabajó siempre con los más afamados arquitectos de la época.

El sistema de Guastavino se adaptaba con facilidad a los requerimientos de los arquitectos y, a la vez, ofrecía una copiosa fuente de recursos formales y espaciales (bóvedas cilíndricas, con lunetos, cúpulas esféricas y de planta elíptica, bóvedas de arista, vaídas, bóvedas de crucería neogóticas, escaleras, articulaciones mixtas...). Posibilitaba una creativa relación, abierta a la experimentación y búsqueda de las distintas posibilidades técnicas y expresivas, de acuerdo a la personalidad de cada arquitecto. Con firmas como McKim, Mead & White exploraría, durante largos años de colaboración, muy disímiles organizaciones espaciales y estructurales. Con autores como Henry Hornbostel alcanzaría un máximo sentido innovador en la generación y articulación de superficies y con equipos como Cram, Goodhue & Ferguson, particularmente interesado en las condiciones de revestimiento de las bóvedas, demostraría la capacidad plástica y acústica de los distintos materiales que ofertaba el sistema.

La versatilidad del sistema de Guastavino, expresada en la significativa dispersión tipológica de espacios a cubrir, se registra también en la especial adecuación a muy disímiles lenguajes formales: si la estética arquitectónica que imperaba en Nueva York a la llegada de Guastavino favoreció el éxito de sus formas abovedadas, ligadas en mayor o menor medida a lenguajes pretéritos, no es menos cierto que el sistema de Guastavino supo atenerse después a más modernas tendencias formales, como el *decó*, y, en muchos casos, propició un moderno lenguaje dictado expresivamente por la sinceridad constructiva.

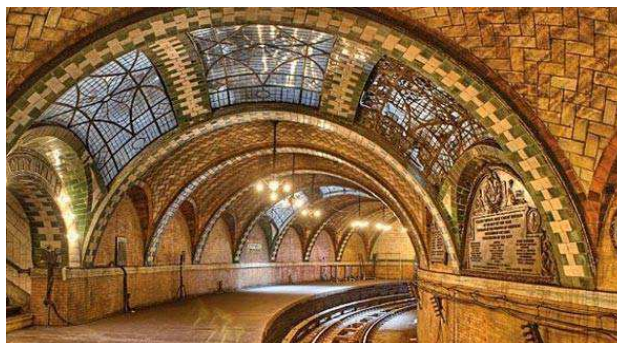
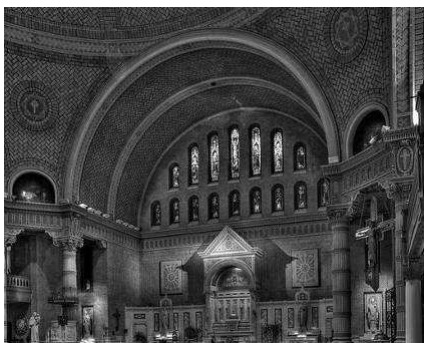


fig. 5.22.a|b La capacidad de adaptación del "Guastavino System" admitía lenguajes tan diversos como los historicistas criterios de la Catedral de New York (*St. Thomas Church*), o el novedoso "Art Decó" de la Estación de Metro *City Hall* (N.Y.)



fig. 5.23.a|b|c

Carnegie Mellon
University, Pittsburg

HORNBOSTEL, Henry

La simple enumeración del conjunto de construcciones en las que participó la familia Guastavino resulta imposible de abordar en este trabajo, pero es fácil intuir el éxito profesional conseguido si simplemente contemplamos estos planos de la ciudad de Nueva York, en la que se han posicionado las construcciones atribuidas a la empresa.

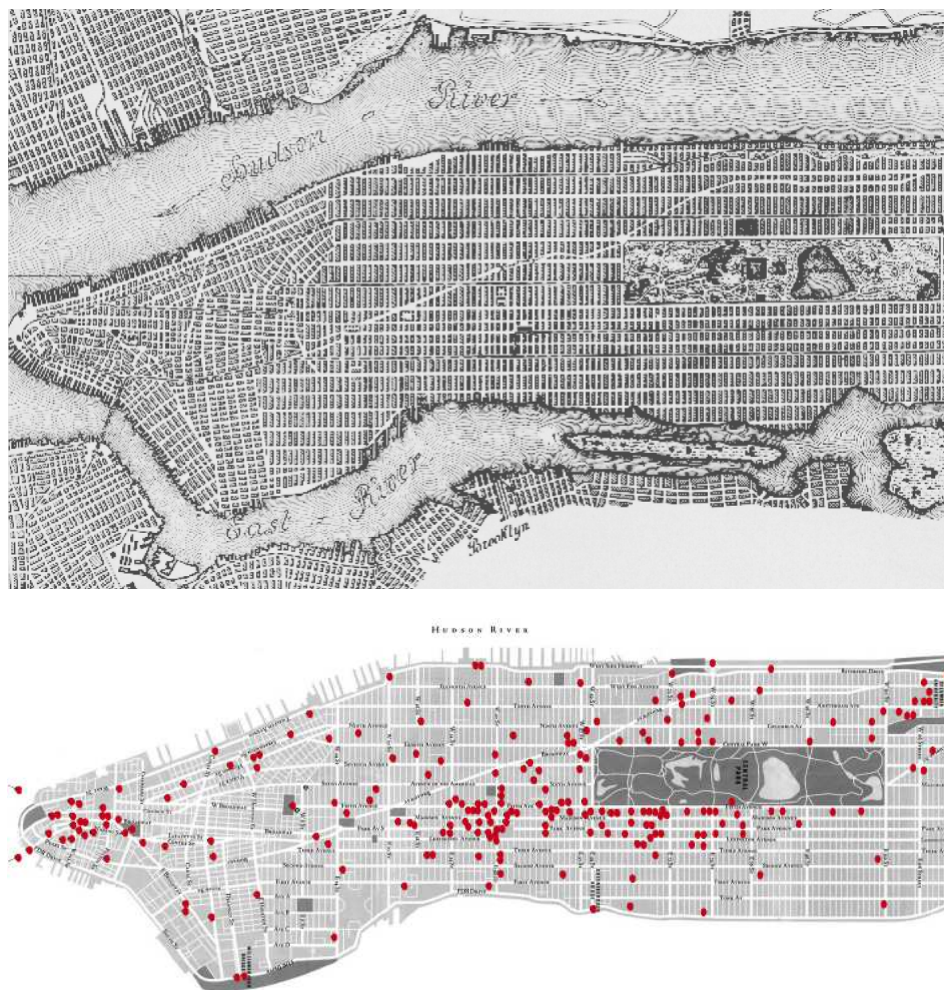


fig. 5.24.a | b Plano de la ciudad de Nueva York a principios del siglo XX e imagen de la distribución actual con la implantación de las construcciones registrados en los anuarios de la Guastavino Co.

En el inventario de sus trabajos, incluida la primera etapa de la “Guastavino Fireproof Construction Company”, se han contabilizado más de un millar de edificios, construidos sobre todo en la costa Este de Estados Unidos, Canadá, México e incluso India. Cuando en 1900 fueron elegidos los diez edificios más bellos de Estados Unidos, en la mayoría había intervenido de un modo u otro Rafael Guastavino. Más tarde, en 1967, el *American Institute of Architects* expuso los treinta y ocho edificios más importantes de Manhattan de los treinta años anteriores. De los veintidós que se habían construido antes de la segunda guerra mundial, más de la mitad los había realizado la compañía.

Academias, Colegios y Universidades

Academy of the Assumption, Wellesley Hills, Mass. 1920
 Alberta University, Lecture Theater, Alberta, Canada. 1920
 All Saints: Chapel, University of the South, Sewanee, Tenn. 1959
 Army War College, Washington, D.C. 1906
 Berea College, Danforth Chapel, Berea, Kentucky. 1937
 Brooklyn College, Swimming Pool, Brooklyn, N.Y. 1936
 Brooklyn Institute, Pavilion, Brooklyn, N.Y. 1901
 California University, Hearst Memorial, Berkeley, Cal. 1900?
 California University, Physics Bldg, Pasadena, Cal. 1922
 Carnegie Tech, College of Industries & Central Bldg. Pitts, Pa. 1914
 Chicago University, Chapel, Chicago, Ill. 1927
 Chicago University, Harper Memorial, Chicago, Ill. 1911
 Columbia University, Chapel, N.Y.C. 1905
 Columbia University, Kent Hall, N.Y.C. 1910
 Columbia University, Students Hall, N.Y.C. 1901
 Columbia University, Van Amringe Memorial, N.Y.C. 1917
 Connecticut College of Women, New London, Conn. 1915
 Cornell University, Myron Taylor Hall, Ithaca, N.C. 1931
 Cornell University, Quill Dagger Room, Ithaca, N.Y. 1929
 Davidson College, Chambers Memorial Bldg., Davidson, N.C. 1929
 Duke University, Chapel, Durham, N.C. 1929, 30, 31.
 Duke University, Library Bldg., Durham, N.C. 1929
 Fordham University, N. Y. C.- 1936
 Georgetown University, Washington, D.C. 1925 & 1930
 Girard College Chapel, Philadelphia, Pa. 1932
 Harvard University, Freshman Dormitories, Cambridge, Mass. 1913
 Harvard University, Widener Memorial, Cambridge, Mass. 1913
 Kenyon College, Pierce Hall, Gambier, Ohio 1928
 Lafayette College, Gymnasium Bldg., Easton, Pa. 1922
 Mercersburg Academy Chapel, Mercersburg, Pa. 1925
 Michigan University, Hutchins Hall, Ann Arbor, Mich. 1932
 Missouri University, Memorial Tower, Columbia, Missouri 1927
 New Normal College Buildings, Manhattan, N.Y.C. 1912
 New York University, Ambulatory, N.Y.C. 1900
 New York University, Hall of Fame, N.Y.C. 1913
 New York University, Library, N.Y.C. 1897
 Passionist Preparatory College, Dunkirk, N.Y. 1917
 Pennsylvania University Museum of Art & Science, Phil., Pa. 1914
 Pennsylvania University Museum, Philadelphia, Pa. 1913, 15, 17, 22, 23, 27
 Pittsburgh University, Cathedral of Learning, Pittsburgh, Pa. 1937
 Pittsburgh University, Foster Memorial Chapel, Pittsburgh, Pa. 1935
 Pittsburgh University, Heinz Memorial Chapel, Pittsburgh, Pa. 1934
 Pittsburgh University, School of Mines & Eng., Pittsburgh, Pa. 1909
 Princeton University, Chapel, Princeton, N.J. 1905
 Princeton University, Dormitory, Princeton, N.J. 1905
 Rice Institute, Laboratory Bldg., Houston, Texas. 1914

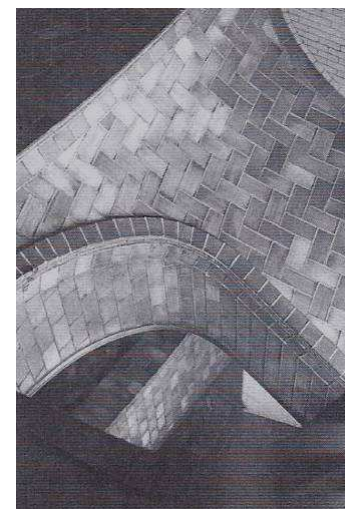


fig. 5.25. Detalle de las escaleras
 empujadas en el Baker Hall, Carnegie
 Institute of Technology, Pittsburgh,
 Philadelphia.(1914)

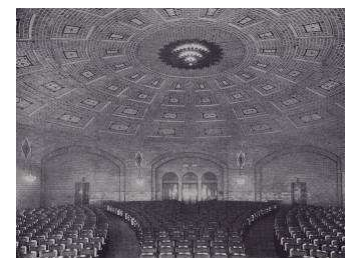


fig. 5.26. Auditorio en el University
 Museum, University of Pennsylvania,
 Philadelphia.

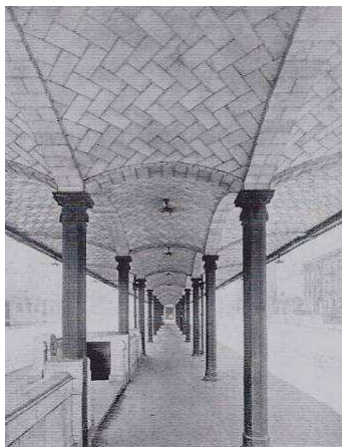
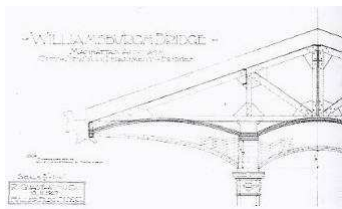


fig. 5.27. a | b Sección constructiva y detalle del intradós de las bóvedas del puente de Williamsburg, Manhattan, Nueva York, (1907).

Rosemont College Chapel, Rosemont, Pa. 1940
 Saskatchewan, University, Auditorium, Saskatoon, Canada. 1922
 Smith College, Swimming Pool, Northampton, Mass. 1925
 St. Catherine's College Chapel, St. Paul, Minn. 1923
 St. George's School Chapel, Newport, R.I. 1925
 St. Mark's Preparatory School, Southborough, Mass. 1919
 Teachers College, Library, N.Y.C. 1923
 Trenton State Teachers College, Phy. Ed. Bldg., Ewing Township, N.J. 1932
 Trinity College Chapel, Washington, D.C. 1922
 Trinity College, Williams Memorial, Hartford, Conn. 1913
 Univ., of N.C., Morehead Patterson Memorial Tower, Chapel Hill, N.C. 1931
 Virginia University, Auditorium, Charlottesville, Va. 1900
 Virginia University, Library, Charlottesville, Va. 1897
 Wellesley College, Liberal Arts Bldg., Wellesley, Mass. 1918
 West Point Academy, Cadet Hospital, West Point, N. Y. 1922
 West Point Academy, Cadet Mess & Store, West Point, N.Y. 1928
 West Point Academy, Electrical Lab., West Point, N.Y. 1912
 West Point Academy, Gymnasium, West Point, N.Y. 1901 & 1934
 West Point Academy, Swimming Pool walls & ceiling, West Point, N.Y. 1948
 Worcester Polytechnic Institute, Worcester, Mass. 1939 (Dormitory 1959)
 Yale University, Bower's Hall, New Haven, Conn., 1931
 Yale University, Mason Laboratory, New Haven, Conn., 1911
 Yale University, Memorial Building, New Haven, Conn. 1900
 Yale University, Payne Whitney Gymnasium, New Haven, Conn. 1932
 Yale University, Peabody Museum, New Haven, Conn. 1923
 Yale University, Sloane Zoological Lab., New Haven, Conn. 1912

Varios

Arcade on Strawberry Way, Grant Cob, Pittsburgh, Pa. 1980
 Brick Kiln for Mr. Hernandez Acevedo, St Luis Potosi, Mexico 1900
 Bridge, Shore Rd. & First Ave., Brooklyn, N.Y. 1920
 Bridges, Williamsburg, #1 and #2 & Comfort Stations, N.Y.C. 1904 & 1907
 Brooklyn, N.Y., Museum: Elephant House, Prospect Park Zoo. 1935
 City Prison & Remand Shelter, Brooklyn, N.Y. 1956
 Concordia Gym., Administration Bldg, Bronxville, N. Y. 1909
 Dairy "Dranethnacker" for M. Taylor Pyne, Princeton, N.J. 1901
 Dairy for Mr. H. MCK. Combley, Convent, N.J. 1919
 Engine Room, Rapid Railway Station, New Baltimore, Michigan 1900
 Ferncliff Farm Bldg., for Mr. Vincent Astor, Rhinebeck, N.Y. 1917
 Fire Engine House #28, Washington, D.C. 1916
 Fire Truck House # 1, Washington, D.C. 1915
 Garage for H.L. Pratt, Glen Cove, N.Y. 1911
 Garage for Mr. Charles Steele, N.Y.C. 1916
 Garage for Mr. H.L. Davison, N.Y.C. 1917
 Garage for Payne Whitney, Manhasset, L.I., N. Y. 1915
 Grade Crossing Elimination, Syracuse, N.Y. 1931
 Greenwood Cemetery Entrance, Brooklyn N.Y. 1925
 Guastavino R. Co.,— Architects Sample Corp.

Guastavino R. Co.,— Designs, Layouts, Ceilings & Vaults, Conveyors, Plate
 Guastavino R. Co.,— Factory & Equipment Designs.
 Guastavino R. Co.,— Load Test for Bldg. Dept.
 Guastavino R. Co.,— Panels for Sample Room
 Lincoln Park Lion House, Chicago, Ill. 1911
 Messiah Home, Fordham, N.Y. 1907
 Phipps Natatorium, Bldg, #3, Pittsburgh, Pa. 1908
 Planetarium, American Museum of Natural History, N.Y.C. 1934
 Power House for Toledo, Fremont & Norwalk El., R.Y. Freemont, Ohio 1899
 Sewage Disposal Works, Schenectady, N.Y. 1913
 Sheffield Farms, W. 125th St., N.Y.C. 1934
 Sheltera, & Pavilion, Wequahic Par, Newark, N.J. 1916
 Sheltera, Convience, Boston common, Boston, Mass. 1900
 Sheltera, Prospect Park, Brooklyn, N .Y. 1903, 09.
 Sheltera, Tennis, Prospect Par, Brooklyn, N.Y. 1903, 09
 Subway, City Hall Station, N .Y.C. 1902, 11.
 Swimming Pool & Gym., in Tennis Bldg., Payne Whitney, Manhasset L.I. 1914
 Swimming Pool, Pittsburg Athletic Association, Pittsburgh, Pa. 1910
 Tea House for G.L. Winthrop, Lennox, Mass. 1913
 Tennis Court Bldg, for C.H. MacKay, Roslyn, N .Y. 1907
 Tennis Court Bldg, for Harry Paine Whitney, Roslyn, L.I., N.Y. 1913
 Tennis Court Bldg., Astor, Rhinecliff, N .Y. 1902

Bancos

American Exchange Irving Trust Co., N.Y. 1927
 American Exchange National Bank., N.Y. 1912
 Bank of Buffalo, Buffalo, N.Y. 1914
 Bloomfield Bank & Trust Co., Bloomfield, N.J. 1929
 Bowery Savings Bank Bldg., N.Y. 1922
 Brooklyn Trust Co., Brooklyn, N .Y. 1915
 City National Bank, Evansville, Indiana 1913
 Dime Savings Bank, Brooklyn, N .Y. 1931
 Federal Reserve Bank, of Richmond, Baltimore Branch, Baltimore, Md.192
 Federal Reserve Bank, Philadelphia, Pa. 1926
 Federal Reserve Bank, Richmond, Virginia 1920
 Garfield National Bank 1900
 Girard Trust Bldg. Philadelphia, Pa. 1907, 1932
 Green Point Savings Bank, Brooklyn, N .Y. 1907
 Hudson City Savings Bank, Hudson, N .Y. 1909
 Malden Savings Bank, Malden, Mass. 1919
 Metropolitan Savings Bank, Baltimore, Md. 1906
 Montreal Bank, Montreal, Canada 1903
 Morgan J. P. & Co., Bldg., N.Y. 1914
 New England Trust Co., Boston, Mass. 1905
 Provident Loan Society of N .Y., 124th St., & Lexington Ave. N .Y. 1911
 Provident Loan Society of N .Y., Livingston & Smith Sts. Brooklyn 1914
 Provident Loan Society of N.Y., 127 th St. & 8 th Ave., N.Y. 1916
 Provident Loan Society of N.Y., Boiler Room 1906



fig. 5.28. Cúpula en construcción
del Planetario Buhl, Pittsburg,
Pennsylvania (1938)

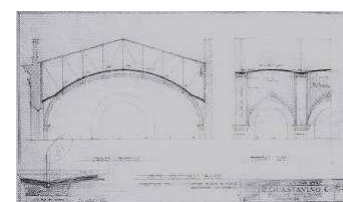


fig. 5.29. Plano de detalle de
bóvedas de ladrillo apoyadas en una
estructura metálica para el City National
Bank, Evansville, Indiana (1912)



fig. 5.30. Edificio bancario Worcester County Institution for Savings, en Worcester, Massachussets (1905-1906)



fig. 5.31. Vista interior del Elephant House, zoológico situado en el Bronx, Nueva York. (1906-1908)

Provident Loan Society of N.Y., Courtland Ave & 148th St., N.Y. 1909
 Provident Loan Society of N.Y., E. Huston & Essex Sts. N.Y. 1912
 Provident Loan Society of N.Y., Seventh Ave., N.Y. 1909
 Puthan Trust Co., Greenwich, Conn. 1916
 Rochester Savings Bank, Rochester, N.Y. 1927
 Safe Deposit & Trust Co., Baltimore, Md. 1924
 Shawmut National Bank, Boston, Mass. 1905
 Suffolk Savings Bank, Boston, Mass. 1905
 Williamsburg Savings Bank, Brooklyn N.Y. 1928
 Worcester County Institution for Savings, Worcester, Mass. 1905

Casas de Baño

28th Street Bath & Gym., N.Y.C. 1914
 Carmine Street Baths, N.Y.C. 1908, 06.
 Newark Public Baths, Newark, N.J. 1912
 Public Bath Bldg., 134th St., N.Y.C. 1.921, 1924, 1931.

Clubs

Arion Club, N.Y.C. 1886
 Union League Club, N.Y.C. 1930

Edificios Gubernamentales. Armerías

Archives Bldg., Washington, D.C 1934
 Armory, for 22nd Regiment, Engineers, N.Y.C. 1909
 Armory, for 2nd Battery, N.Y.C. 1909
 Armory, for 71st Regiment, N.Y.C. 1905
 Armory, for Squadron A., N.Y.C. 1925
 Brooklyn, N.Y., City Prison and Remand Shelter 1956
 Brooklyn, N.Y., Museum & Elephant House, Prospect Park Zoo 1935
 City & County Bldg., Pittsburgh, Pa. 1916
 City Hall — Binghampton, N.Y. 1900
 City Hall — Buffalo, N.Y. 1931
 City Hall — Cleveland, Ohio 1914
 City Hall — Plattsburg, N.Y. 1917
 Coney Island Grit Chamber Pumping Station, N.Y.C. 1935
 County Office Bldg., Pittsburgh, Pa. 1930
 Customs House, N.Y.C. 1901 S. Side Bowling Green
 Customs House, U.S. Appraiser Stores, Boston, Mass. 1916
 Department of Interior Bldg., Washington, D.C. 1935
 Department of Interior Bldg., Offices, Washington, D.C. 1916
 Elephant House, N.Y. Zoological Society, N.Y.C. 1906
 Elevated Express Highway, 72nd St., Underpass, N.Y.C. 1935
 Elevated Express Highway, 79th St., Grade Crossing El., N.Y.C. 1936
 Elevated Express Highway, Canal St., Ramp, N.Y.C. 1930
 Elevated Public Highway, 23 rd Street Ramp, N.Y.C. 1932
 Experiment Station, Bureau of Mines, Pittsburgh, Pa. 1900
 Grant County Office Bldg., Pittsburgh, Pa. 1930
 House of Representatives Office Bldg., Washington, D.C. 1905

Imperial Delhi Legislation Bldg., 1924
 Louisiana State Capitol, Baton Rouge, La. 1931
 Manhattan Grit Chamber, N.Y.C. 1936
 Marine Corp Barracks, San Diego, Ca. 1920
 Municipal Building, Concourse, N.Y.C. 1911
 Municipal Building, Detroit, Michigan 1915
 Municipal Building, Hartford, Conn. 1911
 Municipal Building, Springfield, Mass. 1913
 Municipal Building, Wilmington, Delaware 1915 & County Bldg., N. Castle
 N.Y. Police Dept., Headquarters, Porte Cochere, N.Y.C. 1909
 N.Y. State Education Bldg., Albany, NY. 1911
 N.Y. State Office Bldg., N.Y.C. 1928
 Nebraska State Capitol, Lincoln, Nebraska 1923, 1929, 1931.
 Police Station 41st Precinct, N.Y.C. 1905
 Prison at Great Meadow, Comstock, N.Y. 1911
 Recreation Bldg., Warren, Pa. 1951
 Supreme Court Bldg., Tallahassee, Fla. 1948
 Triborough Bridge, N.Y.C. 1935
 U.S. Naval Training Station, San Diego, Cal.. 1921, 22, 23.
 West Virginia State Capitol, Porte Cochere, Charleston, W. Va. 1931

Edificios de oficinas y privados

Albany Band Stand, Albany, N.Y. 1928
 American Brewing Co. Rathskellar, Rochester, N.Y. 1914
 Atwater Kent Mfg., Co., Philadelphia, Pa. 1929
 Auerback Bldg., 11th Ave., N.Y. 1912
 Baldwin Filtration Plant, Cleveland, Ohio 1924
 Beach Warehouse, Hudson & Beach Sts., N.Y.C. 1903
 Broadway — Barclay Bldg., New York N.Y. 1926
 Brooklyn Telephone Bldg., Brooklyn, N.Y. 1930
 Bryant Park Bldg., N.Y.C. 1924
 Buhl Planetarium, Pittsburgh, Pa. 1938
 Charlton Bldg. N.Y.C. 1909
 Coal Exchange Bldg., Huntington. W. Virginia 1924
 Connally Realty C., Store & Office Bldg., Atlanta, Georgia 1915
 Convention Hall, Atlantic City, N.J. 1927
 Corbin Office Bldg., Broadway, N.Y.C. 1900
 Crowley Milner Bldg., Detroit, Mich. 1925
 Edison Power House, 201st St., N.Y.C. 1913
 Elks National Home, Chicago, Ill. 1924
 Engine House, Broome St., N.Y.C. 1900?
 Flatbush Telephone Bldg., Brooklyn, N.Y. 1923
 Fur Merchants Warehouse Corp., N.Y.C. 1920
 Gatekeepers House, Coney Island, N.Y. 1927
 Hamm Bldg., St. Paul, Minnesota 1919
 Hershey Community Bldg., Hershey, Pa. 1931
 Historical Society of N.Y. Bldg., N.Y.C. 1902 170 CPW (76 -77')
 Hudson Navigation Co., Shelter, Albany, N.Y. 1915

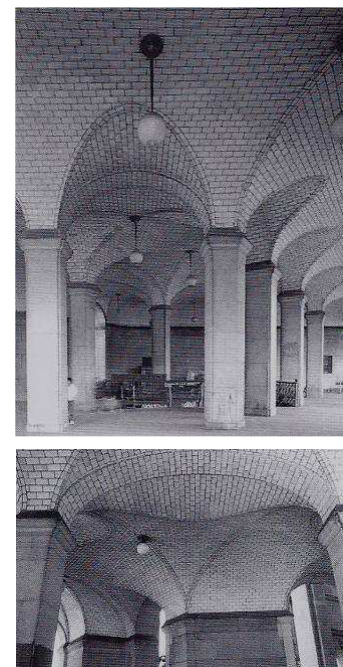


fig. 5.32.a | b Espacio abovedado
abierto de planta baja y detalle de la
intersección de diversas bóvedas en el
Municipal Building de Manhattan, Nueva
York (1908-1910)

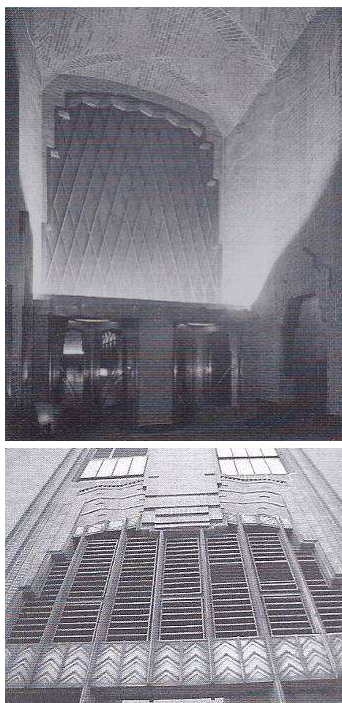


fig. 5.33.a|b Bóveda del lobby del rascacielos y vista exterior del Western unión Building de Manhattan, Nueva York (1929).

Hudson St., Mastery Bldg., Trinity Church Corp., N.Y.C. 1911
 Jefferson Life Insurance Bldg., Greensboro, N.C. 1922
 John Hancock Bldg. Vestibule, Boston, Mass. 1918, 1948
 Kreege Administration Bldg., Detroit, Mich. 1929
 Left Bldg., 4th Ave., N.Y.C. 1927
 Mirror Bldg., N.Y.C. 1910
 Morgan, E. D., Bldgs., Wheatley, L.I., N.Y. 1900
 National Fireproofing. Co., Office, Chicago, Ill. 1906
 New York Cotton Exchange, N.Y.C. 1925
 New York Stock Exchange, N.Y.C. 1929
 Office Building, for The 205 E. 42nd St., Corp., N.Y.C. 1928
 Office Building, for the First Westchester Holding Co., White Plains N.Y. 1926
 One Park Avenue Bldg., N.Y.C. 1925
 Pacific Hill No. 2, Wheel House, Dover, N.H. 1909
 Parkway Central Office Bldg., N.Y.C. 1915
 Pershing Square Bldg., N.Y.C. 1923
 Philadelphia Electric Co., Station # 2, Philadelphia, 1915, 1927
 Pittsburgh Athletic Association, Sw. Pool, Pittsburgh, Pa. 1910
 Quakenbush Bldg., Paterson, N.J. 1902
 Riverside Pumping station, Milwaukee, Wisconsin 1921
 Salmon Tower, N.Y.C. 1927
 St. Anthony's Hall, New Haven, Conn. 1914
 Store & Office Bldg., Houston, Texas 1914, 1959. Texas Oil Co.
 Students Activity Bldg., Worcester Polytech, Worcester, Mass. 1939
 Tiffany Bldg., N.Y.C. 1926
 Travelers Insurance Co. Bldg., Hartford, Conn. 1922 & 1927
 Wadsworth Bldg., N.Y.C. 1926
 West Side Market House, Cleveland, Ohio 1911
 Western Electric Co., Bldg., Kearney, N.J. 1925
 Western Union Bldg., N.Y.C. 1930

Iglesias

All Nations, Morgan Memorial, Boston, Mass. 1917
 All Saints Cathedral, Albany, N.Y. 1906
 All Saints Chapel, Univ. of the South, Sewanee, Tenn. 1959
 Amity Baptist, N.Y. 1906. 1908
 Annunciation Church Chapel, Houston, Texas 1927
 Asbury Park H. E. Church, Asbury Park, N.J. 1917, 1920.
 Baltimore Cathedral, Baltimore, Md. 1956
 Bell D.M. Mortuary Chapel, Kenisco Cemetary, N.Y.C. 1905
 Blessed Sacrament R. C. Church, Brooklyn, N.Y. 1925
 Boston Univ. Chapel Cloister, Boston, Mass 1950
 Bryn Mawr Church, Bryn Mawr, Pa. 1927
 Calvary Church, Pittsburgh, Pa. 1906
 Cathedral Church of Christ, Philadelphia, Pa. 1938
 Cathedral of St. Philip, Atlanta, Georgia, 1961
 Centerary West H. E. Church, Winston—Salem, N.C. 1930
 Central M. E. Church, Brooklyn, N.Y. 1930

Chapel at the Netherhouse & Novitiate, Danville, Pa. 1936
 Chicago University Chapel, Chicago, Illinois 1927
 Christ Church, Bronxville, N.Y. 1927
 Christ Church, Grosse Point, Michigan 1929
 Christ Church, Hartford, Conn. 1914
 Christ The King, Atlanta, Georgia 1937
 Columbia University Chapel, N.Y.C. 1905
 Conventual Church & Monastery, Cambridge, Mass. 1936
 Danforth Chapel, Berea College, Berea, Kentucky 1937
 Duke University Chapel, Durham, N.C. 1929, 30, 31.
 East Liberty Presbyterian & Mellon Memorial chapel, Pitts., Pa 1933, 1942
 Eglise La Nativité, Hechelaga, Montreal, Canada 1922
 Eglise St. Louis De Westbury, East Angus, Canada 1922
 Epworth Euclid Church, Cleveland, Ohio 1928
 Fifth Ave. Presbyterian Church, New York, N.Y. 1900
 First Baptist Church, Pittsburgh, Pa. 1910
 First Church of Christ Scientist, Boston, Mass. 1905
 First Church of Christ Scientist, Cambridge, Mass. 1924, 1929
 First Church of Christ Scientist, Champaign, Illinois 1906
 First Church of Christ Scientist, Grace Universalist Church, Lowell, Mass. 1895
 First Congregational Church, Toledo, Ohio 1915
 First H. E. Church, Evanston, Illinois 1929
 First Unitarian Church, Chicago, Illinois 1930 — Cracks 1937
 First United Presbyterian Church, N.Y.C. 1904
 Foster, Stephen C. Memorial Chapel, Univ. of Pitts. Pittsburgh, Pa 1935
 Girard College Chapel, Philadelphia, Pa. 1932
 Grace Cathedral, San Francisco, Cal. 1928, 1929, 1931.
 Grace Church Chapel, Providence, R.I. 1945
 Greek Orthodox Church, Charleston, S.C. 1951 - Dome
 Greenwood Cemetery Chapel, Brooklyn, N.Y. 1911
 Grosse Point Memorial church, Grosse Point, Michigan 1923
 Guadalupe Church, Brooklyn, N.Y. 1933
 Heavenly Rest Church, N.Y.C. 1928
 Heinz Memorial Chapel, Univ. of Pitts., Pittsburgh, Pa. 1934
 Hennepin Ave., M.E. Church, Minneapolis, Minn. 1915
 Holy Communion Church, N.Y.C. 1909
 Holy Name Parish Church, West Roxbury, Mass. 1937
 Holy Rosary Church, Pittsburgh, Pa. 1929
 Holy Trinity Church, N.Y.C. 1910
 House of Good Shepherd Chapel, Grand Rapids, Mich. 1928
 Immaculate Conception Church & Cloister, N.Y.C. 1946
 Immaculate Conception Church, Germantown, Pa. 1927
 Immaculate Conception Convent, Ferdinand, Indiana 1915
 Incarnate Word Chapel, Houston, Texas 1925
 Madison Ave., M.E. Church, N.Y.C. 1930, 1932, 1949.
 Manhattan Beach Jewish Center, Brooklyn, N.Y. 1952
 Mary Immaculate Seminary, Northampton, Pa. 1938
 Maryland Cathedral, Synod Hall, Baltimore, Md. 1921
 Mauch Chunk Chapel, 1900

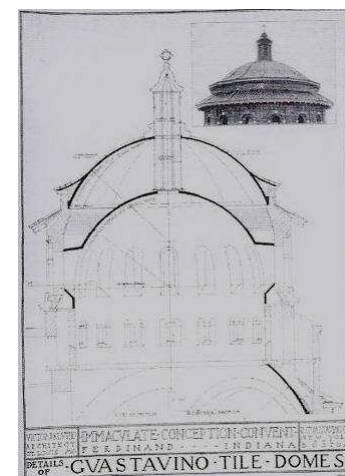


fig. 5.34. Sección descriptiva de la cúpula de la Capilla en el Immaculate Conception Convent, en Ferdinand, Indiana

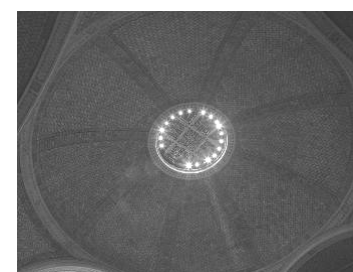
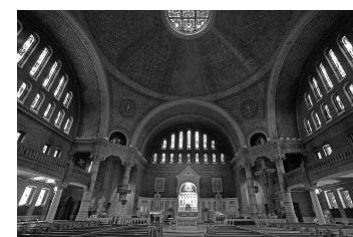


fig. 5.35.a | b Vista interior de la Holy Trinity Church. Nueva York (1910)

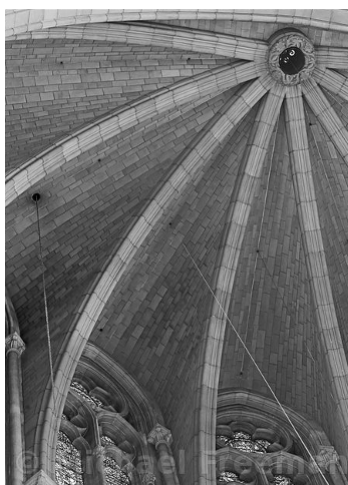


fig. 5.36.a | b Vistas interior y exterior de la Riverside Church, en Manhattan, Nueva York (1927-1929).

Mercersburg Academy, Chapel, Mercersburg, Pa. 1925
 Mortuary Chapel, Concord, N.H. 1900
 Mortuary Chapel, Lakewood Cemetery, Minneapolis, Minn. 1909
 Mortuary Chapel, New Britain, Conn. 1900
 Mortuary Chapel, New Brunswick, N.J. 1917
 Mortuary Chapel, Woodlawn, N .Y. 1909
 National Shrine, Immaculate Conception, Washington, D.C. 1923, 1924, 1956, 1.959, 1962
 Nazareth Hall, St. Paul, Minn, 1922
 Nelson Memorial Chapel, Kansas City, Missouri 1916
 Newark Church of St. Antonius, Newark, N.J. 1911
 Ninth Church of Christ Scientist, Chicago, Ill. 1916
 North Woodward M.E. Church, Detroit, Mich. 1925
 Notre Dame Church, New York, N.Y. 1914, 1920.
 Now. M.E. Church, Philadelphia, Pa. 1907
 Oratoire St. Joseph, Du Mont Royal, Montreal, Canada 1925, 1927
 Our Lady of Mercy Church, Brooklyn, N .Y. 1906
 Our Lady of Perpetual Help Church, Brooklyn, N.Y. 1907, 1927
 Our Lady of the Presentation Church, Brooklyn, N.Y. 1911
 Our Mother of Sorrows Church, Philadelphia, Pa. 1911
 Presbyterian Church, Chatham, J .J . 1982
 Princeton University Chapel, Princeton, N.J. 1927
 Riverside Church, N.Y.C. 1928, 1929.
 Rosemont College Chapel, Rosemont, Pa. 1940
 Sacred Heart Cathedral, Newark, N.J. 1924, 1927, 1953, 1954.
 Sacred Heart Chapel. St. Josephs Convent, Brentwood, Ll. N.Y.1929
 Sacred Heart Church, "Yonkers, N.Y. 1916
 Sacred Heart Church, Washington, D.C. 1922
 Second Church of Christ Scientist, Cleveland, Ohio 1916
 Second Presbyterian Church, Newark, N.J. 1932
 Shadyside Presbyterian Church, Pittsburgh, Pa. 1937, 1938.
 South Church, New York, N.Y. 1909
 St Aedans Church, Jersey City, N.J. 1930
 St Gregory's Church, Brooklyn, N.Y. 1915
 St Stephen's Church, Arlington, N.J. 1937
 St. Andrew & St. Paul Church, Montreal, Canada 1938
 St. Ann's Church, Washington, D.C. 1947
 St. Anthony's Chapel, Syracuse N.Y. 1950
 St. Barbara's R.C. Church, Brooklyn, N.Y. 1926, & 1907, 09.
 St. Bartholomew's Church, N.Y.C. 1929, 30 & 1918.
 St. Boniface R. C. Church, Pittsburgh, Pa. 1926
 St. Catalina Convent, Vedado, Habana 1900?
 St. Catherine's College Chapel, St. Paul, Minn. 1923
 St. Clare's R.C. Church, Rosedale, Ll., N.Y. 1926
 St. Columba's R.C. Church, Philadelphia, Pa. 1905, 12.
 St. Cornelius Chapel, Governors Island, N .Y. 1905
 St. Cover de Marie, Grand Allee, Quebec, Canada. 1919
 St. Elizabeth's Church, N.Y.C. 1913
 St. Francis De Sales Church, Buffalo, N.Y. 1927
 St. Francis De Sales Church, Philadelphia, pa. 1909, 1931.

St. Francis Xavier, R.C. Church, Newark, N.J., 1952 Akous stuck up
 St. George's School Chapel, Newport, R.I. 1925
 St. Hyacinth's Church, Chicago, Illinois 1918
 St. Ignatius Church, N.Y.C. 1901
 St. Jean Baptiste Church, N.Y.C. 1911
 St. John the Baptist, New Brunswick, N.J. 1900?
 St. John's Chapel, Brooklyn, N.Y. 1910, 12.
 St. John's Church, West Hartford, Conn. 1928
 St. John the Divine Cathedral, N.Y.C. 1899 thru 1935, 1939, 1940
 St. John's Parish House, West Hartford, Conn. 1927
 St. John's R.C. Church, Jersey City, N.J. 1931
 St. Joseph Of Arimathaea, Wurzthington, N.Y. 1901
 St. Joseph's R.C. Church, Brooklyn N.Y. 1913
 St. Joseph's R.C. New Cathedral, Buffalo, N.Y. 1946
 St. Joseph's Rectory, Astoria, Long Island, N.Y. 1929, 1937
 St. Lawrence Church, Asheville, N.C. Pictures, 1900
 St. Martin-of-Tours, R.C. Church, Phila, Pa 1954
 St. Mary Star of the Sea Church, East Boston, Mass, 1909
 St. Mary's Church, Akron, Ohio 1915
 St. Mary's Church, Walmington. N.C.
 St. Mathew's Church of the Sacred Heart, Washington, D.C. 1909, 1912
 St. Mathias R.C. Church, Ridgewood. L.I., N.Y. 1925
 St. Michael's Cathedral, Sherbrooke, P.Q., Canada 1916
 St. Michael's R.C. Church, Brooklyn, N.Y. 1904
 St. Michael's R.C. Church, Homestead, Pa. 1925
 St. Pancras Church, Glendale, L.I., N.Y. 1924
 St. Patrick's Cathedral, N.Y.C. 1902, 1905.
 St. Patrick's Church, Bay Shore, L.I. N.Y. 1919
 St. Patrick's Church, Philadelphia, Pa. 1910
 St. St. Marks Church, Minneapolis, Minn. 1909
 St. Teresa's Church, Brooklyn, NY. 1910, 18.
 St. Thomas Church, N.Y.C. 1.928
 St. Vincent's Church, Buffalo, N.Y. 1925
 Tenth Church of Christ Scientist, Chicago, Ill. 1917
 Trinity Church Coop., (factory bldg.) N.Y.C. 1911
 Trinity Church, Princeton, N.J. 1914
 Trinity College Chapel, Washington, D.C. 1922
 Trinity English Evangelical Lutheran Church, Fort Wayne, Ind. 1925
 Washington Cathedral, Washington, D.C. 1925, 1927, 1930, 1932, 1940, 1949, 1951, 1953, 1956

Palacios de Justicia

Allegheny County Court House, Pittsburgh, Pa. 1924, 1928.
 Bristol County Court House, Taunton, Mass. 1892
 Bronx Borough House, N.Y.C. 1913
 Brooklyn Central Court Bldg., Brooklyn, N.Y. 1931
 Butler County Court House, Hamilton, Ohio 1913
 Conn. Supreme Court & State Library Bldg., Hartford, Conn. 1909
 Cuyahoga County Juvenile Court Bldg., Cleveland, Ohio 1932

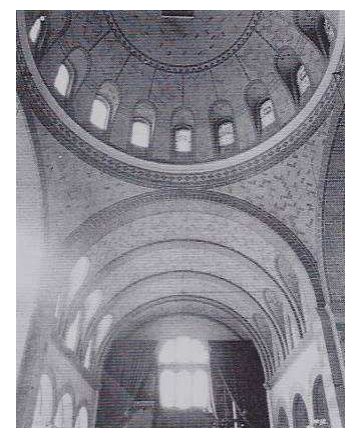


fig. 5.37. Vista interior de la Iglesia de St. Boniface, Pittsburg, Pennsylvania (1925-1926)

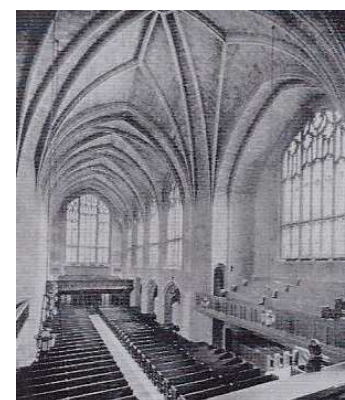


fig. 5.38. Vista interior de la Firts Baptist Church, Pittsburg, Philadelphia (1910-1911)

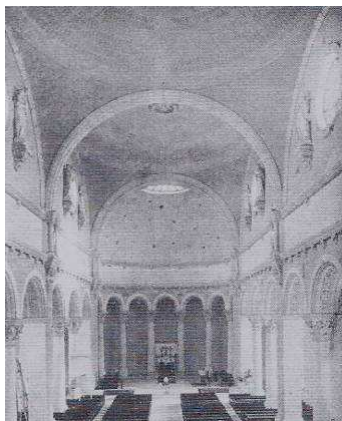


fig. 5.39. Vista interior de la Iglesia de la Nativité d'Hochelaga en Montreal, Canadá (1912-1923)

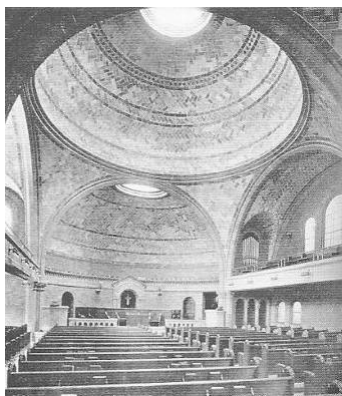


fig. 5.40. Vista de la cúpula interior de la Amity Baptist Church en Manhattan, Nueva York (1907-1908)

Delaware Country Court House, Media, Pa. 1930
Essex County Court House, Newark, N.J. 1903
Municipal Court Bldg, Detroit, Mich. 1915
Pittsburgh, Pa., Court House & Post Office 1933
Providence County Court House, Providence, R.I. 1932
Stearns County Court House, St. Cloud, Minn. 1921
Union County Court House, Elizabeth, N.J. 1902
US. Supreme Court Bldg., Washington, D.C. 1932

Hospitales

Allegheny General Hospital, Pittsburgh, Pa. 1929, 30, 31
Allegheny General Hospital, Singer Laboratory, Pittsburgh, Pa. 1915
Bellevue Hospital, Old & New, N.Y.C. 1907, 09, 12, 13, 24, 35, 36.
Buffalo General Hospital, Buffalo, N.Y. 1900? Elliptical dome, taken down 1952
Cadet Hospital, West Point Academy, West Point, N.Y. 1922
Cleveland City Hospital, Nurses Home, Cleveland, Ohio 1914.
Hahneman Medical College Hospital, Philadelphia, Pa. 1927
Hanover Hospital, Pavilions, 1900
Jefferson Hospital, Philadelphia, Pa. 1924
Joint Diseases Hospital, N.Y.C. 1923
King's County Hospital, Nurses Home, Brooklyn, N.Y. 1909 & 1937
Lennox Hill Hospital, N.Y.C., 1930
Lowell General Hospital, Hanchett Memorial bldg., Lowell, Mass. 1936
Newark City Hospital, Nurses Home, Newark, N.J. 1915
Newton Hospital, Newton, Mass. 1927
Orsyth Dental Infirmary, Boston, Mass. 1912
Presbyterian Hospital, Philadelphia, Pa.
Rockefeller Institute for Medical Research, N.Y. 1908
Ruptured & Crippled Hospital, Administration Bldg., N.Y.C. 1912
Springfield Hospital, Springfield, Mass. 1930
St. Luke's Hospital, Administration Bldg., N.Y.C. 1900
St. Luke's Hospital, Nurses Home, N.Y.C. 1937
Union Benevolent Association Hospital, Grand Rapids, Mich. 1915
Warren State Hospital, Recreation Bldg, Warren, Pa. 1951

Hoteles

Biltmore Hotel, N.Y.C. 1913
Bossert Hotel, Brooklyn, N.Y. 1913
Chalfonte Hotel, Stores & Pavilions, Haddon Hall, Atlantic City 1919
Chateau Frontenac Hotel, Quebec, Canada 1921
Chateau Laurier, Ottawa, Ontario, Canada 1911 & 1927
Huber Hotel, Grand Rapids, Mich. 1910
Pantland Hotel, N.Y.C. 1914
Ritz Carleton Hotel, N.Y.C. 1912
Vanderbilt Hotel, 34 th Street, N.Y.C. 1910, 11.
Washington Hotel, Colon, Republic of Panama, 1912
William Penn Hotel, Pittsburgh, Pa. 1915 & 1928

Instituciones

Brooklyn Institute, Brooklyn, N.Y. 1901

Deaconesses House, N.Y.C. 1910

Oficinas de Correo

Brunswick, Georgia, Post Office & U.S. Customs House 1902

Morristown, N.J., Post Office 1915

Oklahoma City, Oklahoma, Post Office & U.S. Customs House 1932

Pittsburgh, Pa., Post Office & Court House, 1933

St. Louis, Mo., Post Office 1910

Tyrone, N.M., Post Office 1917

Bibliotecas y Museos

American Museum of Natural History, N.Y.C. 1934

Art Museum, St. Louis, Mo. 1937 Cracks

Boston Public Library, Boston, Mass. 1900

Cleveland Public Library, Cleveland, Ohio 1923

Clinton Public Library, Clinton, Mass. 1902

Conn. State Library & Supreme Court Bldg, Hartford, Conn. 1909

Frick Art Reference Library, N.Y.C. 1934

Hispanic Society of America, Museum, Audubon Park, N.Y.C. 1905

John Jermain Library for Mrs. Russell Sage, Sag Harbor, N.Y. 1909

Metropolitan Museum of Art, Cloisters & Gothic Chapel, N.Y.C. 1936

Metropolitan Museum of Art, N.Y.C. 1911

Minneapolis Museum of Fine Arts, Minneapolis, Minn. 1914

Morgan, J.P., Residence Library, East Island, Glen Cove, N.Y. 1904, 1910

Museum & Elephant House, Prospect Park Zoo, Brooklyn, N.Y. 1935

Museum of Science & Art, Univ., of Penn., Philadelphia, Pa. 1914

N.Y.C. Public Library, 125th St., Branch, N.Y.C. 1903

N.Y. Historical Society's Bldg., N.Y.C. 1902

National Academy of Sciences, Washington, D.C. 1923

National Museum, Washington, D.C. 1906, 09.

New York University Library, N.Y. C. 1897

Orange Free Library, Orange, N.J. 1900

Thayer Museum, Boston, Mass. 1903

Walters, H. Residence, Art Gallery, Baltimore, Md. 1905

Washington Public Library, '7 1901

Widener, Harry Elkins, Memorial Library, Harvard Univ., Camb., Mass 1913

Mausoleos

Allis, Mrs., Milwaukee, Wisconsin, 1907

Archibold, John D., Tarrytown, N.Y. 1900

Baer, Abraham, Salem Fields Cemetery, N.Y. 1930

Corby, Washington, D.C. 1937

Dalton, William, Cinerarium, Albany, N.Y. 1929

Goelet, Robert, Woodlawn, N.Y. 1897

Hackensack Cemetery Association, Receiving Vault, Hackensack, N.J. 1914

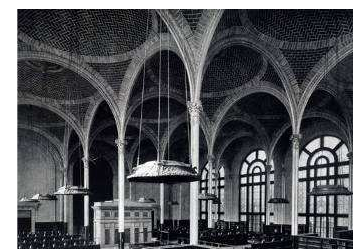


fig. 5.41. Vista de las bóvedas de la Biblioteca del New York State Education Building, en Albany, Nueva York (1908-1911)

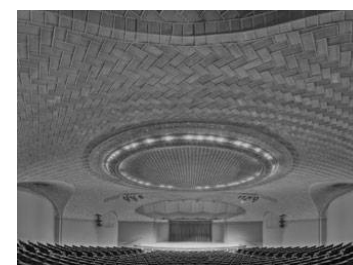


fig. 5.42. Vista interior del acabado del National Museum, en Washington, Washington DC (1906)

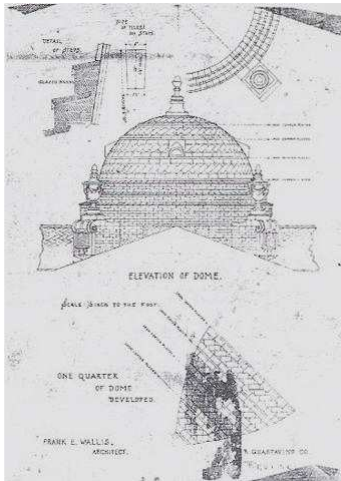
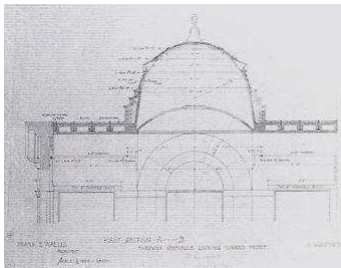


fig. 5.43.a|b Planos originales con el alzado de la cúpula detallando los aparejos a seguir y una sección longitudinal de la cúpula y las bóvedas de cañón de las naves del Somerton Mausoleum, Nueva York (1899)

- Hanna, Cleveland, Ohio 1904
Harbeck, Mrs. Kate A., Woodlawn, N.Y. 1916
Harder, 1917
Havemeyer Vault, Greenwood Cemetery, Brooklyn, N.Y. 1936
Hewes, Thomas, Farmington, Conn. 1937
Lauder, N.Y.C. 1914
Luke, Woodlawn, N.Y. 1922
Mack, Salemfield Cemetery, Cypress Hills, L.I. N.Y. 1909
Mt. Auburn Crematory, Cambridge, Mass. 1900
Nathan, Alfred, Woodlawn Cemetery, N.Y.C. 1916
New York Community, Ocean View Cemetery, Staten Island, N.Y. 1918
Osborn, Charles J. 1908
Petersen, Davenport, Iowa 1921
R.C. Cathedral, Richmond, Va. 1900
Receiving Vault, Basking Ridge, N.J. 1908
Receiving Vault, Calvary Cemetery, Brocton, Mass. 1934
Rionda, Cresskill, N.J. 1923
Ritter, Brooklyn, N.Y. 1934
Ryan, Thomas F., Oakridge, Va. 1929
Schley, G.B., Mt. Kenisco Cemetery, N.Y.C. 1911
Smith, Woodlawn Cemetery, N.Y.C. 1940
Somerton, N.Y. 1899
St. Nicolas, St. Nicholas Cemetery, Shavertown, Pa. 1915
Stein, Julius, Woodlawn Cemetery, N.Y.C. 1916
Temple Emanuel, Salemfields Cemetery, Brooklyn, N.Y. 1916
Tomb for General Grant, N.Y.C. 1900
Tomb for General Samuel Thomas, 1903
Tomb for Hoagland, 1907
Tomb for Ward, Mt. Pleasant Cemetery, Newark, N.J. 1906
Untersee, F.J., 1900

Momumentos Conmemorativos

- Arlington Memorial, Arlington, Va. 1915
Benjamin Franklin Memorial, Philadelphia, Pa. 1933
District of Columbia Memorial, Washington, D.C. 1931
Elks National Memorial Hdqtr's Bldg., Chicago, Ill. 1924
Foster Memorial Chapel, Univ. of Pitts., Pittsburgh, Pa. 1935
Harper Memorial, Chicago Univ., Chicago, Ill, 1911
Hearst Memorial Mining Bldg., Univ. of Cal., Berkeley, Cal. 1900?
Heinz Memorial Chapel, Univ. of Pitts., Pittsburgh, Pa. 1934
Hibbs Memorial, Rock Creek Cemetery, Washington, D.C. 1930
Indiana World War Memorial, Indianapolis, Indiana 1928 & 1934
Joslyn Memorial, Bldg., Omaha, Nebraska 1930
McGill Memorial Chapel, St. Mary's Seminary, Kingston, N.Y. 1939
McKinley Memorial, Canton, Ohio 1906
Mellon Memorial Chapel, Pittsburgh, Pa. 1942
Morehead Patterson Memorial Tower, Univ., of N.C. Chapel, N.C. 1931
New York State Roosevelt Memorial, New York, N.Y. 1930, 1933

Plymouth Rock Portico, Plymouth, Mass. 1921

Prison Ship Martyrs Monument, Riverside Park, N.Y. 1908

Soldier & Sailors Memorial Monument, Riverside Park, N.Y. 1900

Estaciones de ferrocarril

Baltimore Union Station, Northern Central Railway, Baltimore, Md. 1910

Birmingham, Alabama, R.R. Station 1907

Broadway & Fort Hamilton Parkway, Rapid Transit R.R. Station, N.Y.C. 1916

Chicago, Illinois, C & N. W. RY. Terminal 1908

D. L. & W. R.R. Station, Hoboken, N.J. 1923

D. L. & W. R.R. Terminal, Buffalo, N.Y. 1914

Detroit, Michigan, R.R. Station, Detroit River Tunnel Co. 1912

Detroit, Michigan, Storage Shed for Detroit United Railway, 1904

Grand Central Station, New York, N.Y. 1909 & 1911, 1912.

Houston Texas, Passenger Terminal, Houston Belt & Terminal R.R. 1909

Lehigh Valley Terminal, Buffalo, N.Y., Lehigh Valley R.R. 1900

Manhattan Railway Co., Bronx Extension to Station Bldg, 1902

Morristown N.J., Passenger Station, for D. L. & W. R.R. 1913

New York Central R.R., Buffalo, N.Y. 1927

New York Central R.R., Grand Central Station, N.Y.C. 1909

New York Central R.R., Marble Hill, N.Y. 1905

New York Central R.R., Mt. St. Vincent 1905

New York Central R.R., Ossining, N.Y. 1906

New York Central R.R., Riverdale, N.Y. 1905

New York Central R.R., South Bend, Indiana 1928

New York Central R.R., Watertown, N.Y. 1910

New York Central R.R., Yonkers, N.Y. 1911

Pennsylvania N.Y. & L.I., R.R. N.Y. Terminal Station, N.Y.C. 1908

Rapid Transit, City Hall Station, N.Y.C. 1902, 11.

Rochester, N.Y., Passenger Station, N.Y.C. 1912

St. Paul Union Station, St. Paul, Minnesota 1919

Toronto, Canada, Union Station, 1919 & 1927

Tyrone, N.M., Outdoor Waiting Room at R.R. Station 1917

Residencias

Apartment House, Central Park West 73rd & 74th St. N.Y.C. 1905

Apartment House, Conical Roof, N.Y.C. 1909

Asiel. Mr. E. N.Y.C. 1901

Astor Apartment House, N.Y.C. 1914

Billings, C.K.G., Riverside Drive, N.Y.C. 1913

Bliss, Mrs. George T., N.Y.C. 1905

Bradlee, Col. Thomas S., Boston, Mass. 1928

Cadgen, Dr. Ernest, Englewood, N.J. 1923

Carroll, Tarrytown, N.Y. 1909

Catlin, St. Louis, Missouri 1916

Clark, F. Anbre, Westbury, L.I. N.Y. 1913

Clark, Stephen, Cooperstown, N.Y. 1926

Cook, William W., N.Y.C. 1912



fig. 5.44. Vista de las bóvedas de ladrillo sobre estructura metálica en la Pennsylvania Station, en Manhattan, Nueva York (1905-1909)



fig. 5.45. Galerías interiores de la Union Station, Baltimore (1910)

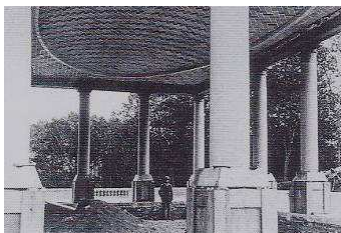


fig. 5.46. Vista de la bóveda sobre columnas para la casa de Clarence Mackay en Roslyn, Nueva York (1903-1905)

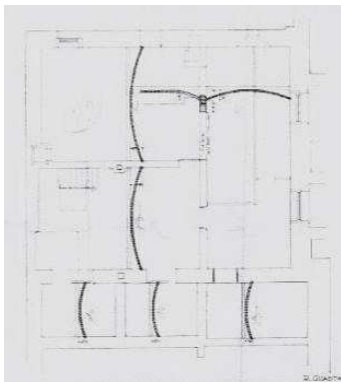


fig. 5.47. Plano original de la residencia para Payne Whitney en Manhattan, Nueva York (1911).

Cooley, Mr. Francis R., Hartford, Conn. 1910
 Daniels, Mr. John, Irvington, N.Y. 1909
 Dater, Santa Barbara, Cal. 1917 & 1930
 Davidson, Mr. H.P., N.Y.C. 1917
 Day, J.P., Short Hills, N.J. 1914
 Erdman, New York City 1910
 Farley, J.T & J.A., N.Y.C. 1902
 Fellows, William, Montclair, N.J. 1900
 Forstman, J .G., Greenwich, Conn. 1940
 Forstman, J .G., Montclair, N.J. 1932
 Goodridge, Mrs. F.G., N.Y.C. 1911
 Gould, Charles A., Greensboro, L.I., N.Y. 1909
 Hanna, H.M., Bratenahl, Ohio 1909
 Heinsheimer, Louis A., Breezy Point, Far Rockaway, L.I. N.Y. 1907
 Howell, N.Y.C. 1920
 Hughes, Rupert, Bedford Hills, N.Y. 1912
 James, Newport, R.I.
 Kahn, Mr. Otto, Cold Spring, Suffolk County, N.Y. City 1916
 Kane, New York, N.Y. 1905
 Kenney, ES. 1904
 Langeleth', Mr., Riverside, Conn. 1913
 Lapham, Lewis H., New Canaan, Conn. 1912
 Laurence, Washington, D.C. 1910
 Luyster, Mr. C.W. Jr., N.Y.C. 1910
 Lyons, J.G., New York, N.Y. 1900?
 MacKay, Mrs. Clarence, Roslyn, L.I., N.Y. 1900
 Martin, Miss Edith T., N.Y.C. 1910
 Matthew, N ., Apartment House, Boston, Mass. 1900
 Mellon, A.W., Pittsburgh, Pa., 1917
 Mellon, R.B., Pittsburgh, Pa. 1910
 Miller, George D., New Haven, Conn. 1913
 Mitchell, Mrs. A., New Haven, Conn. 1912
 Monell, Ambrose, Tuxedo Park, N.Y. 1911
 Morgan, J.P., East Island, Glen Cove, N.Y. 1904 & 1910
 Morris, New York, N.Y. 1909
 Mortimer, Mr. Stanley, N.Y.C. 1919
 Oelrich, Mrs., Newport, R.I. 1900
 Perkins, George W., Riverdale, N.Y. 1909
 Phalle, Mr. Fai De Saint, N.Y.C. 1920
 Pyne, P.R., N.Y.C. 1910
 Redmond Houses, Park Ave., N.Y.C. 1913
 Rockefeller, John D., Pocantico Hills, N.Y. 1908, 11, 16.
 Rogers, 1900
 Sherry, Mr. Louis, Manhasset, L.I., N.Y. 1912
 Stokes, I.N. Phelps, Greenwich, Conn. 1917
 Storrow, J.J ., Lincoln, Mass. 1904
 Thompson, W.B., Yonkers, N.Y. 1913
 Thorne, Oakleigh, N.Y.C. 1911
 Topping, Mrs. Henry J ., Greenwich, Conn. 1916

Vanderbilt, Cornelius, Newport, R.I. 1894
 Vanderbilt, George W., Biltmore, N.C. 1894
 Vanderbilt, William K., Apartment House, N.Y.C. 1910
 Warner, Dr. Lucien C., Irvington, N.Y. 1900
 Whitelaw Reid, Purchase, N.Y. 1912
 Whitney, Payne, New York, N.Y. 1903
 Whitney, W.C., Westbury, L.I., N.Y. 1901
 Willook, Mr. W.W., Seickley, Pa. 1916
 Wilson, R.T. 1906
 Work, B.G., Oyster Bay, N.Y. 1917
 Yarnall, Mr. Carlton, Philadelphia, Pa. 1908

Seminarios

Boy's Preparatory Seminary, St. Louis, Missouri 1929
 Catholic Foreign Mission Society Seminary, Ossining, N.Y. 1921
 Chicago Theological Seminary, Chicago, Ill. 1927
 Immaculate Conception Seminary, Huntington, L.I., N.Y. 1943
 Mary Immaculate Seminary, Northampton, Pa. 1938
 Maryknoll Seminary, Ossining, N.Y. 1940, 1954
 Redemptionist Fathers Seminary, Esopus, N.Y. 1905
 St. Joseph's Institute Chapel, Thoggs Neck, N.Y. 1912
 St. Joseph's Seminary, Yonkers, N.Y. 1893
 St. Mary's Seminary, Cleveland, Ohio 1924
 St. Mary's Seminary, McGill Memorial Chapel, Kingston, N.Y. 1939
 Union Theological Seminary, N.Y.C. 1909
 Western Theological Seminary, Pittsburgh, Pa. 1915

Escuelas Primarias y Secundarias

Albany High School, Albany, N.Y. 1912
 Barry School, Mt. Berry, Georgia. 1928, 30.
 Beaver Country Day School, Chestnut Hill, Mass. 1929
 Benjamin Franklin High School, Rochester, N.Y. 1929
 Boston Grammar School, City Point, South Boston, Mass. 1903
 Bridgewater Normall School, Bridgewater, Mass. 1925
 Brooklyn Public Schools, # 9 & 86, Brooklyn, N.Y. 1908
 Central High School, #173, Washington, D.C. 1914
 East Boston High School, East Boston, Mass. 1899
 East Rutherford High School, East Rutherford, J.J. 1927
 Emma Willard School, Troy, N.Y. 1927
 Erasmus Hall High School, Brooklyn, N.Y. 1905 & 1924
 George Washington High School, New York, N.Y. 1924
 Girl's Commercial High School, Brooklyn, N.Y. 1913
 Hartford High School, Hartford, Conn. 1914, 17.
 Hebrew High School, Technical, New York, N.Y. 1911
 Hotchkiss School, Lakeville, Conn. 1935 & 1937.
 Pennewynne School, Pennewynne, Pa. 1930
 South Orange High School, South Orange, N.J. 1926
 St. Louis Public School B1 dg., St. Louise, Missouri 1913

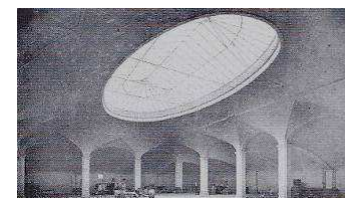


fig. 5.48. Cubierta de la última planta del Tiffany Building en Manhattan, Nueva York (1903-1906)

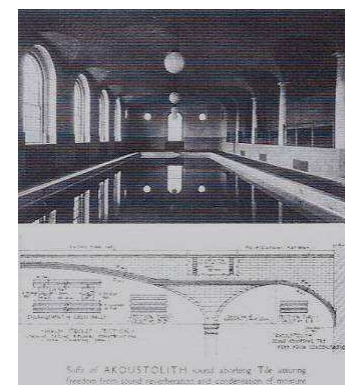


fig. 5.49.a | b Bóveda de cañón muy rebajada y revestida con Akoustolith en la piscina del Smith College Gym en Northampton, Massachussets (1923)

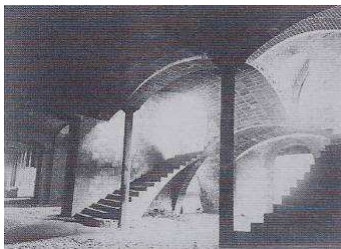


fig. 5.50. Construcción de la escalera para el seminario St. Joseph, en Yonkers, Nueva York (1892-1893)



fig. 5.51. Intradós de la escalera con aparejo en espina de pez en la St. Paul Chapel en la Universidad de Columbia, Manhattan, Nueva York (1905-1906)

Establos

Astor, Mr. Vincent, Ferncliff Farm Bldgs., Rhinebeck, N.Y. 1917
Brady, Mr. James Cox, Hamilton Farms, Gladstone, N.J. 1916
Garrett, Miss Julia, Philadelphia, Pa. 1908
Gould, Miss H.W., 1902
Mac Kay, Mrs. Clarence, Roslyn, L.I. N.Y. 1900
Stuyvesant, A.V.H., NYC. 1902
Zeigler, Mr. William Jr., Noroton, Conn. 1913

Teatros

Chestnut Street, Opera House, Philadelphia, Pa. 1913
Ingersol Gaukler Co., Detroit, Michigan, 1915
M. & H. Theater, Chicago. Ill. 1924
Martin Beck Theater, N.Y.C. 1924

Escaleras

Albany High School, Albany, N.Y. 1912
Amity Baptist Church, N.Y.C. 1906, 08.
Bradlee. Col. Thomas S-. Residence, Boston, Mass. 1928
Buffalo General Hospital, Buffalo, N.Y. 1900 ‘
Church of Our Lady of Perpetual Help, Brooklyn, N.Y. 1907, 1926, 1927.
Conn., State Library, & Supreme Court Bldg., Hartford, Conn. 1909
Day, J .P., Residence, Short Hills, N.J. 1914
Erdman Residence. N.Y.C. 1910
Essex County Court House, Newark, N.J. 1903
Farley, J.T. & J.R., Residence, N.Y.C. 1902
Gould, Charles A., Residence, Greenlawn, L.I., N.Y. 1909
Holy Trinity Church, N.Y.C. 1910
Howell, Residence, N.Y.C. 1920
Kenney, E.S., Residence, 1904
Langeloth Mr., Residence, Riverside, N.Y.C. 1913
Luyster, Mr. C.W. Jr., Residence, N.Y.C. 1910
Lyons, J.C., Residence, N.Y.C. 1900
Mirror Bldg., N.Y.C. 1910
Mortimer, Mr. Stanley, Residence, N.Y.C. 1919
Municipal Bldg., Wilmington, Del. 1915
Museum for the Hispanic Society of America, Audubon Park, N.Y. 1905
National Shawmut Bank, Boston, Mass. 1905
Phalle, Mr. Fai De St., Residence, N.Y.C. 1920
Public Library, Clinton, Mass. 1902
Pyne, pr., Residence, N.Y.C. 1910
Quackenbush Bldg., Paterson, N.J. 1902
Redmond, Houses, N.Y.C. 1913
Ritz-Carleton Hotel, N.Y.C. 1912
Rogers, Residence, 1900
Second Battery Armory, N.Y.C. 1909
Sherry, Mr. Louis, Residence, Manhasset, L.I., NY. 1912

St. Anthony's Hall, New Haven, Conn, 1914
 St. Pancras Church, Glendale, L.I. 1924
 St. Patrick's Church, Bay Shore, L.I., N.Y. 1919
 Thorne, Oakleigh, Residence, N.Y.C. 1911
 Union League Club, N.Y.C. 1930
 Vanderbilt, William, Tenements, N.Y.C. 1910
 Whitney, Payne, Residence, N.Y.C. 1903
 Wilson, R.T., Residence, 1906
 Yale University, Sloane Zoological Lab., New Haven, Conn. 1912

Sinagogas y templos

Anache Chesed Synagogue, N .Y.C. 1908
 B'nai Israel Synagogue, Pittsburgh, Pa. 1924
 B'nai Jeshurun Temple, Cleveland, Ohio 1925
 B'nai Jeshurun Temple, Newark, N.J. 1914
 Beth — El Temple, Brooklyn, N.Y. 1921
 Beth Israel Temple, West Hartford, Conn. 1933
 Chizuk Ammuno Congregation Bldg., Baltimore, Md. 1922
 Cleveland Temple Meeting House, Cleveland, Ohio. 1924
 Emanu-El Temple, Birmingham, Alabama 1911
 Emanu-El Temple, Mausoleum, Salemfields Cemetery, Brooklyn N.Y. 1916
 Emanu-El Temple, New York, N.Y. 1928
 Isaiah Temple, Chicago, Ill. 1924
 Manhattan Beach, Jewish Center, Brooklyn, J .F., 1952
 Masonic Temple, New Orleans, La. 1924, 26.
 Rodef Sholem Synagogue, Pittsburgh, Pa. 1906
 Scottish Rite Temple, Washington, D.C. 1913
 Synagogue Towers, 7th Ave. & 114th St., N.Y.C. 1908

Edificios YMCA

Brooklyn Central Branch Y.M.C.A., Brooklyn, N .Y. 1915
 Jersey City, N.J., Y.M.C.A. 1922
 Pittsburgh, Pa., Central Y.W.C.A. 1909
 West Side Branch Y.M.C.A., New York, N.Y. 1929
 Youngstown, Ohio, Y.M.C.A. 1914



fig. 5.52.a|b

Inicio de la construcción de la cúpula entre los arcos torales de la Catedral de St John the Divine.

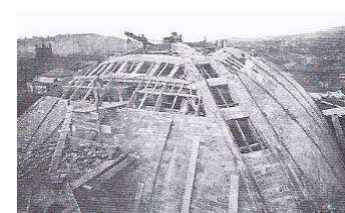
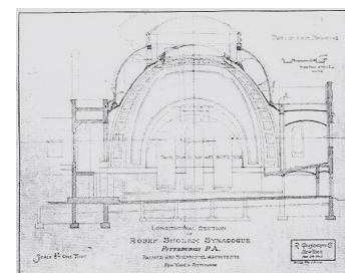
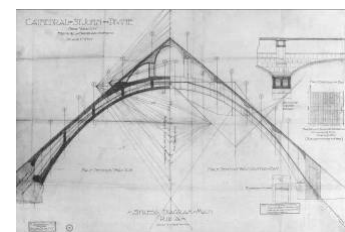
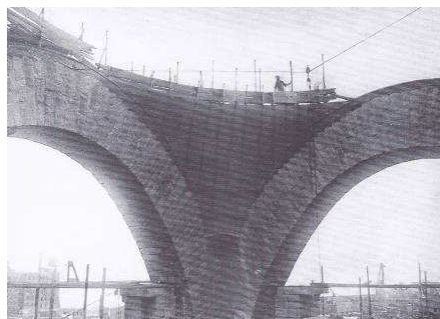


fig. 5.53.a|b|c. Planos originales de la sección longitudinal y construcción de la cúpula de la Sinagoga Rodef Sholem en Pittsburg, Pennsylvania (1906-1908)

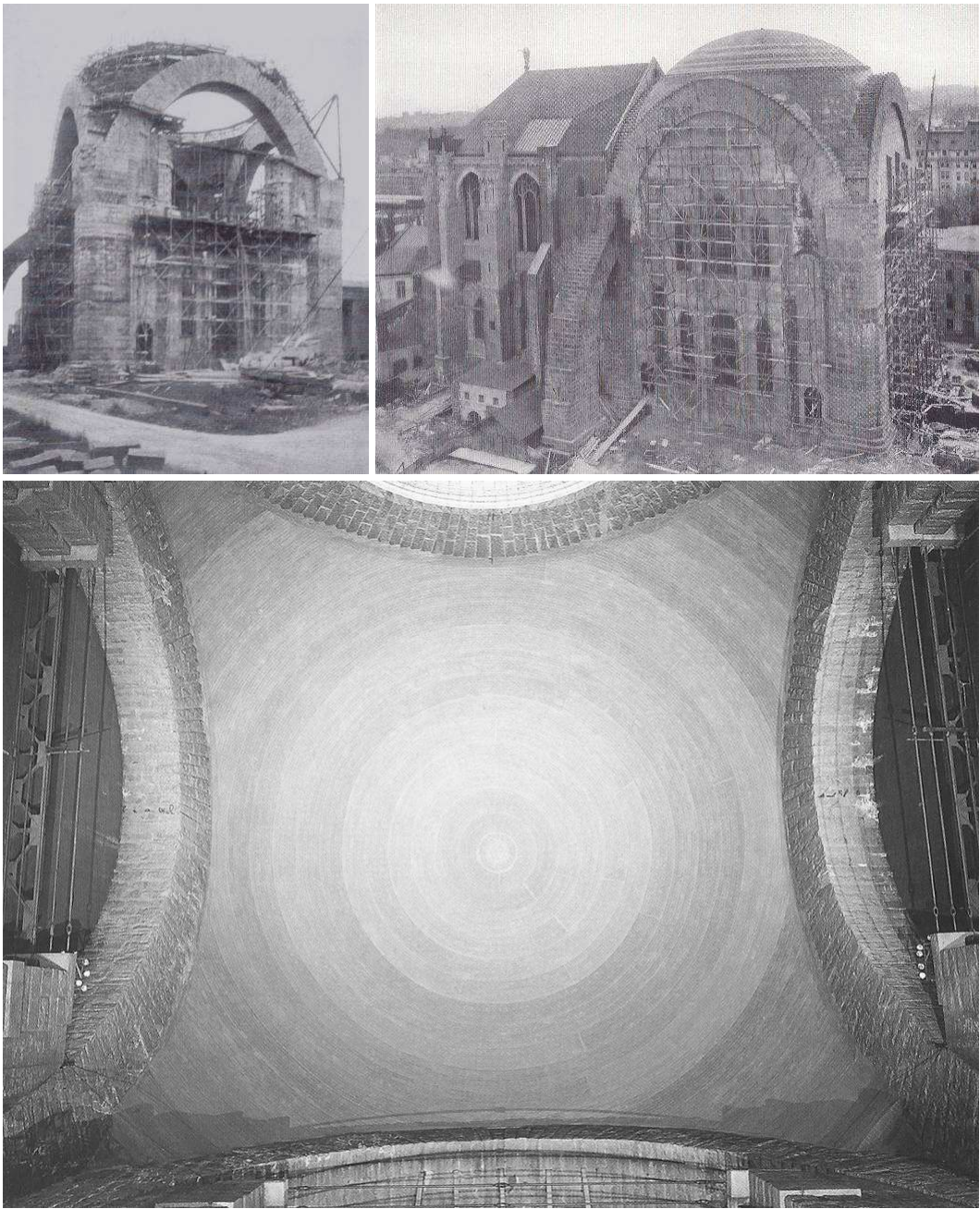


fig. 5.54.a | b | c Vista exterior de distintas fases del proceso de construcción de la cúpula y vista interior en planta de la cúpula central ya terminada de la Catedral de St. John the Divine, en Manhattan, Nueva York (1892-1932)

el legado americano

Hasta finales del siglo XVIII, la actividad inventora... no pasó de ser una insignificancia. Hacia mediados del siglo XIX, ganó el apoyo de las masas y tal vez en ningún otro lugar como en la Norteamérica de 1860 la invención pasó a formar parte del curso normal de las cosas.

Todos inventaban y quién quiera que poseyera una empresa buscaba caminos y medios con los que fabricar sus artículos con mayor rapidez y perfección, y a menudo con mayor belleza.

GIEDION, Siegfried

La mecanización toma el mando.
Ed. Gustavo Gili. Barcelona (1978)

La compañía desarrolló a lo largo de su vida una activa política de patentes que le permitió detentar prácticamente un monopolio de este tipo de construcciones, aspecto este que mereció el rechazo de sus compatriotas que consideraban ilegítimo el patentar un sistema tradicional. Extendidas a muy diversos temas que fueron desde materiales cerámicos y morteros, hasta un edificio completo, dando mucha importancia a los sistemas constructivos, a los aparejos a los colores y a la acústica.

Guastavino tuvo que enfrentarse desde el primer momento a un escaso desarrollo y mala calidad de los materiales cerámicos y por ello investigó y patentó diversos tipos de piezas cerámicas que le permitieran construir sus bóvedas. Reproduciendo unas características geométricas parecidas a las utilizadas en Cataluña, fabrica piezas gresificadas, es decir cocidas a temperaturas más elevadas de las habituales en España, que han proporcionado una magnífica conservación a sus obras, incluso en situaciones difíciles, como pueden ser los accesos a un puente sometidos a los rigores de la intemperie.

Por encima de otros muchos valores y a la vista de la extraordinaria conservación de sus obras, hay que subrayar su categoría como constructor. Una de sus importantes aportaciones fue precisamente dejar vistas sus bóvedas para lo cual cuidaba muy minuciosamente los aparejos y más adelante las propias piezas que fabricaba de diversos colores para hacer dibujos en las superficies.

Generalmente la participación de la Guastavino Co. en los edificios que construía, se limitaba a proyectar y construir bóvedas en determinadas zonas de los mismos, donde se lo solicitaba el autor del proyecto. Estas bóvedas podían ser en algunos casos elementos fundamentales de los mismos y crean sus espacios principales y en otros son elementos casi anecdóticos, como cuando se trata del acceso a un rascacielos o los techos de un local comercial.

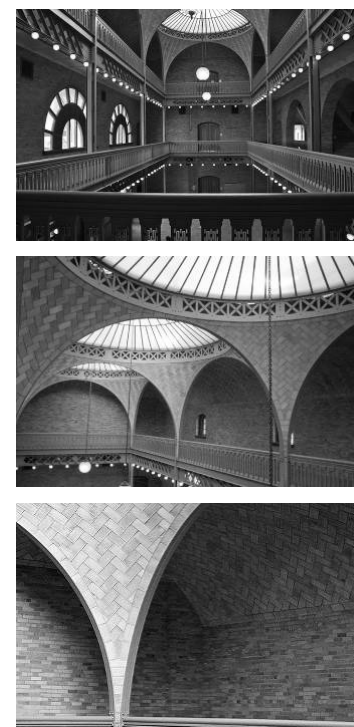


fig. 5.55.a | b | c. Hearst Memorial Mining Building. University of California (Berkeley. 1902).

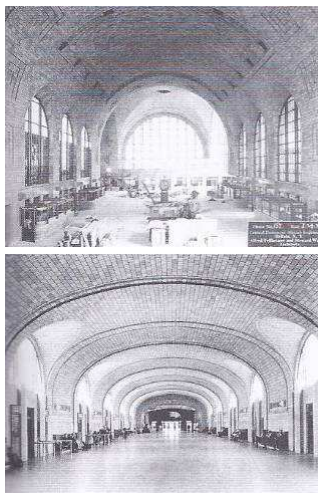


fig. 5.58.a | b Diseños de bóvedas cilíndricas para la estación de ferrocarril de Buffalo, Nueva York (1927-1929) en el que podemos ver la construcción del vestíbulo principal y en la imagen inferior uno de sus corredores con una bóveda cilíndrica cuya directriz es un arco carpanel.

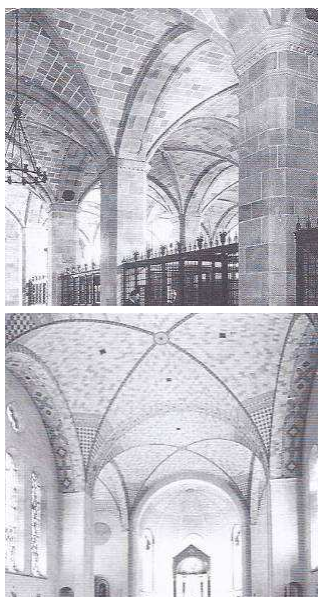


fig. 5.59.a | b Ejemplos de edificios con bóvedas de arista. Sala principal del Federal Reserve Bank de Manhattan, Nueva York (1923-1924) y de la Iglesia de San Francisco Javier en Newark, New Jersey (1949-1954).

práctica constructiva

Todos los tipos de bóvedas están presentes en la obra de Guastavino. Estos van desde los más tradicionales a los más novedosos y en esto su obra no tiene parangón con la obra de ningún otro arquitecto o constructor y ni siquiera juntando las obras de todos ellos encontraríamos una riqueza tal de tipologías.

En primer lugar encontramos bóvedas cilíndricas, con directrices que van desde el arco de circunferencia (de medio punto o rebajado, con predominio de estos últimos), hasta arcos escarzanos de varios centros, arcos de elipse, de parábola y ovales, con gran profusión de lunetos para dar entrada a la luz, mediante la intersección del cilindro principal por otros de menor altura. En este tema de iluminar los espacios abovedados también la obra de Guastavino es de una extraordinaria riqueza.

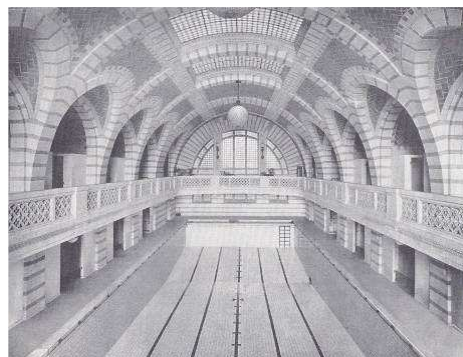


fig. 5.56.a | b En la imagen de la izquierda se puede ver la piscina en el edificio Phipps en Pittsburgh, Pennsylvania (1907-1908) con bóveda de cañón con lunetos y apertura de lucernarios como cubierta de la piscina. En la fotografía de la derecha se ve la Capilla del Colegio St. Catherine, en St Paul, Minnessota (1923)

En otras obras nos encontramos con la bóveda de arista, solución tradicional para cubrir plantas cuadradas mediante la intersección de los cilindros de igual altura o con la bóveda vaída de planta igualmente cuadrada pero cubierta mediante una superficie esférica.

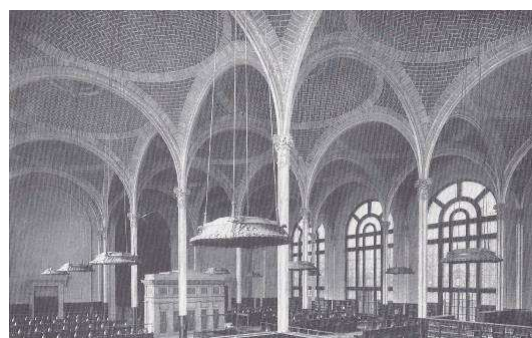


fig. 5.57.a | b Ejemplos de la utilización de bóvedas vaídas. En la fotografía de la izquierda se puede ver una vista general de la Biblioteca del New York State Education Building en Albany, Nueva York (1908-1911). En la imagen de la derecha se ven las bóvedas del City and County Building, en Pittsburgh, Pennsylvania (1915-1916)

Seguramente la cúpula esférica es la más famosa y la más utilizada por los Guastavino siendo la de *Saint John The Divine* la de mayor luz con sus cerca de 30 m. de lado en su base cuadrada. A ella dedica uno de los más difundidos carteles publicitarios de la empresa en donde aparecen 15 cúpulas construidas por la misma.

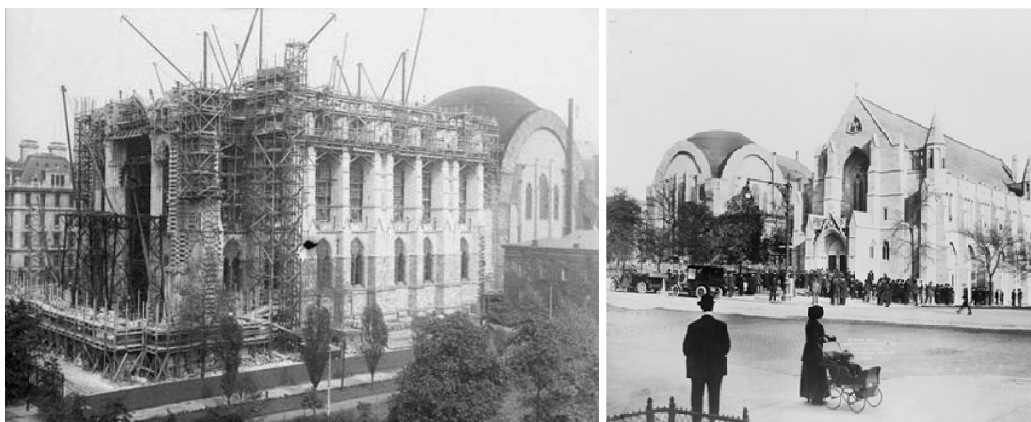


fig. 5.60.a | b Imágenes de la construcción de la Catedral de Saint John The Divine de Nueva York, y vista interior de la cúpula esférica con más de 30 metros de luz.

Otro tipo ampliamente utilizado fueron las bóvedas neogóticas presentes en numerosos templos y algunos edificios civiles. Este estilo tan en boga en la época, y que de alguna manera se ha convertido en uno de los símbolos de la misma en Estados Unidos, ofreció a los Guastavino la oportunidad de adaptar la construcción tabicada a las bóvedas de crucería, como por otro lado ya se había hecho por lo menos desde los últimos siglos de la Edad Media.

Por último podemos encontrar otras bóvedas difícilmente clasificables cubriendo cualquier geometría y donde se manifiesta la maestría de la empresa en adaptar su sistema a cualquier condicionante, como a modo de ejemplo puede verse en el ayuntamiento de Nueva York.

Capítulo aparte merecen las escaleras donde el sistema constructivo adquiere tradicionalmente una espectacularidad que corre paralela a su versatilidad para adaptarse a cualquier geometría. En ellas también los Guastavino (que habían construido alguna en Barcelona antes de su paso a Estados Unidos) consiguen alguna de sus obras más conocidas, como son las escaleras de la universidad de Columbia o la del Union Club, ambas en Nueva York.

Una de las características más significativas de este sistema constructivo es que la bóveda tabicada se construye sin cimbra, colocando los ladrillos de plano, generalmente con varias hojas, la primera de las cuales se coloca con yeso por su rapidez de fraguado y el resto con mortero de cal y más tarde de cemento, de más lento fraguado pero más resistente.

Aunque se rastrea su origen hasta la bóveda romana, parece que su verdadero origen se remonta al siglo XIV en el levante español, ya que en la bóveda romana los ladrillos colocados de plano en realidad no eran sino un encofrado perdido colocado sobre las cimbras para verter encima el hormigón que era el verdadero constituyente de la bóveda.

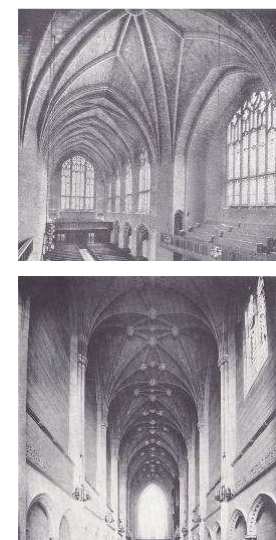


fig. 5.61.a | b Ejemplos de obras realizadas con bóvedas neogóticas como la First Baptist Church de Pittsburg, Philadelphia (1910-1911) o la Capilla de Leslie Lindsey Memorial en Boston, Massachusetts (1922)

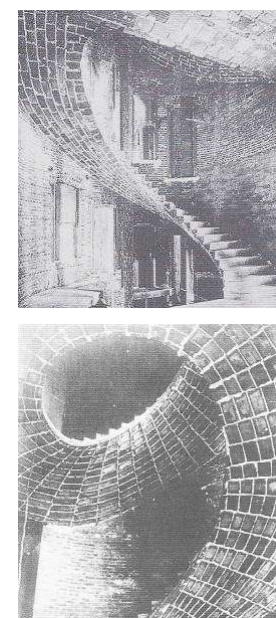


fig. 5.62.a | b Ejemplos de escaleras en construcción para el First National Bank, en Paterson, y escalera helicoidal para el edificio del Union Club de Manhattan, Nueva York (1901-1906).

Aunque su uso se extiende por bastantes zonas del mediterráneo (Italia, donde reciben el nombre de *volta a foglia*; Francia, donde es conocida como *voûte plate* o *voûte a la Rousillon*; Argelia, donde es llamada *rhorfes*) es particularmente utilizada y estudiada desde el siglo XVII en las zonas del mediterráneo cercanas a Cataluña y extendida por albañiles procedentes de esta región.

En la península es conocido su uso en Extremadura, el Alentejo portugués y valencia, aunque es en Cataluña donde su uso recibe un importante impulso que ha llevado a que con mucha frecuencia sea conocida como bóveda catalana. Su uso en Madrid es muy tardío aunque en donde se han realizado las últimas obras importantes con este sistema, de la mano de Luis Moya, que conoció y difundió los cuadernos de Guastavino dando a conocer su obra hasta entonces prácticamente desconocida en España.

Los Guastavino son ante todo unos extraordinarios constructores aunque su aportación a los edificios en los que participa trasciende sin duda al mero ejecutor de las ideas plasmadas por los arquitectos autores de los proyectos. Si en algunas de sus obras su aportación puede considerarse como anecdótica en el conjunto de la misma, en otras es inconcebible su gestación sin una participación decisiva de los Guastavino, pues no se encuentra nada parecido en otras obras de los mismos autores. La riqueza y fuerza de los espacios creados por las bóvedas de todo tipo creadas por la compañía, la expresividad y sinceridad de sus aparejos vistos, sus piezas vidriadas con fuerte policromía, trascienden evidentemente al mero constructor entendido en los términos actuales.

En la práctica actual de la construcción suele existir una importante distancia entre el proyecto y la ejecución pero este no era ni por formación, ni por práctica el mundo de Guastavino. Ya queda dicho como aunque se habla de Guastavino como arquitecto, su formación en realidad fue como Maestro de Obras, que seguramente estaría hoy más cerca del aparejador o arquitecto técnico que del arquitecto superior, y si obtuvo este título fue solamente por convalidación en el momento de nacer la titulación en Barcelona. El mantuvo siempre muy cercano a la obra y resolvía in situ todos los problemas que se le presentaban, con espíritu inquieto e innovador.

La vasta experiencia desarrollada por la compañía en grandes iglesias y auditorios estaba reclamando un ladrillo absorbente al sonido que permitiera tratar adecuadamente el intradós de las bóvedas tabicadas. Con este objetivo Guastavino estableció contacto en 1911 con el célebre ingeniero Wallace Clement Sabine, profesor de la Universidad de Harvard y máxima autoridad en EEUU en materia de acústica; con él llegaría a una colaboración para desarrollar un nuevo material que mejorara las cualidades absorbentes del ladrillo; colaboración que quedaría cristalizada en buen número de patentes: entre ellas, el ladrillo denominado Rumford Tile (1914) y el posterior Akoustolith (1915). Ellos permitían la construcción de espacios abovedados con buenas condiciones acústicas sin recurrir a añadir materiales absorbentes “falsos” como cortinas o similares, como ocurría frecuentemente. Esta fue una de las grandes aportaciones de la compañía que además aseguró su permanencia por varias décadas.

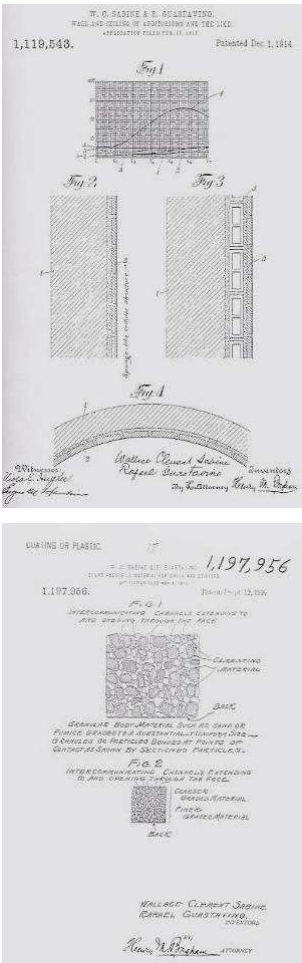


fig. 5.63.a|b. Diferentes patentes registradas por Guastavino en colaboración con Wallace Sabine en el ámbito de los materiales acústicos. La patente "Paredes y techos para auditorios" en la que describe la pieza Rumford Tile, y la patente "Absorbente acústico para techos y paredes" en el que se describe la composición del material Akoustolith tile

conceptos estructurales

Aunque Guastavino fue ante todo un hombre práctico, un constructor, muy pronto y especialmente desde su traslado a Nueva York, siente la necesidad de dotar de un soporte teórico a la práctica principalmente para convencer a los colegas estadounidenses, reticentes con la adopción de una práctica constructiva absolutamente ajena para ellos y por otro lado para garantizar la seguridad a sus obreros durante la construcción de las bóvedas.

La arquitectura es arte y es construcción, y al desvincular la teoría de la práctica se producía una notable pérdida de calidad. Por tanto, era necesaria una reforma simultánea de la formación del arquitecto y del “albañil” que posibilitara su convivencia en un mismo medio de trabajo. El objetivo sería volver a construir decorando, es decir, que la belleza fuera el resultado lógico de la condición estructural.

El conocimiento teórico de las bóvedas tabicadas ha sido hasta el momento bastante descuidado. Por un lado existe una corriente, que seguramente deriva de Fray Lorenzo de San Nicolás, y luego repetida por otros autores, que trata las bóvedas tabicadas igual que cualquier otra de fábrica, y que por tanto produce empujes en sus apoyos como cualquier otra, aunque menores debido a su menor peso, y a la que se aplican reglas prácticas de proporciones o más adelante métodos gráficos de cálculo.

Por otro lado, procedente seguramente de los escritos de Conde d'Espie de 1754, producto de una actitud que podríamos denominar como moderna que se plasma en una serie de ensayos, pruebas de carga, observaciones, ... En su libro *Manière de rendre toutes sortes d'edifices incombustibles, ou traité sur la construction de voûtes, faites avec des briques et du plâtre, dites voûtes plates, et d'un toit de brique, sans charpente, appelé comble briqueté*, traducido a otras lenguas rápidamente, aparece la idea de que las bóvedas tabicadas son de una naturaleza diferente y que no empujan contra los muros, debido a su carácter monolítico. Por otro lado en el propio título aparecerá otra característica que será recogida y subrayada por Guastavino, como ya queda indicado, y es su carácter incombustible.

Cuando Guastavino siente la necesidad de establecer una teoría que explique y justifique la práctica, el pensamiento dominante que se aplica a las estructuras es la teoría elástica aplicada a un material continuo, homogéneo e isótropo. Ya hemos visto como Guastavino divide las construcciones en dos tipos fundamentales:

“Construcción mecánica o por gravedad y construcción cohesiva o por asimilación. La primera se basa en la resistencia de cualquier sólido a la acción de la gravedad cuando es contrarrestado por otro sólido, ... La segunda tiene por fundamento las propiedades de cohesión y asimilación de distintos materiales...”

Hemos tratado la forma en que Guastavino trataba la historia de la Arquitectura (y de la construcción), buscando en las referencias clásicas romanas la creación de lo que él llamaba “construcción cohesiva”, porque los materiales (la “argamasa”) actuaban en función de su capacidad para mantenerse íntimamente unidos, como los conglomerados de la Naturaleza.



fig. 5.64. La necesidad de justificar suficientemente sus propuestas estructurales obligaron a la realización de múltiples ensayos que permitían comprobar la bondad de las premisas propuestas por Guastavino.

En este caso se trata de un ensayo realizado el 23 de mayo de 1901 sobre una bóveda tabicada de 12 pies (3,65 m.) y de tres rosas de ladrillo, sometida a una carga de 112578 lb. (51 To.)

Como puede apreciarse, el recurso a la historia es fundamental en el pensamiento de Rafael Guastavino, actitud lógica en un hombre del siglo XIX que intenta comprender la evolución para descubrir aquello que hay que rectificar o adoptar para continuar avanzando. Coherente con este pensamiento buena parte de los esfuerzos de Guastavino se encaminan a mejorar la “cohesividad” de los materiales subrayando el monolitismo de las bóvedas. Por otro lado, seguramente empujado por el convencimiento de la debilidad de sus justificaciones recurre para convencer a sus colegas a ensayos, como por otro lado ya había hecho también el Conde d’Espie.

Sin embargo, en aquella trepidante América de fin de siglo había otros dos sistemas de construcción que intentaban también sustituir la madera, uno con hierro, pero ahora ya no hierro fundido, sino acero laminado, que representaba una técnica más cercana a la tradición lignaria y permitía resolver el reto de los rascacielos, y el otro, por entonces todavía incipiente, con hormigón armado, que dejaba traslucir las ventajas de una manipulación sin especialistas, aspecto muy en sintonía con los cambios estructurales de la economía norteamericana.

Guastavino intentaba descalificar ambas alternativas, argumentando que el hormigón no era adecuado porque era pesado y, aunque se quejaba del alto coste de la mano de obra que él precisaba, precisamente porque lo trabajaban obreros no especializados (no cabe duda de que ello abonaba las repetidas propuestas de reforma de la enseñanza de la construcción y la arquitectura que acompañaban sus escritos). Por otro lado, el hierro tenía el evidente defecto de su escasa resistencia al fuego. Por tanto, la solución ideal era la combinación de la construcción cohesiva de ladrillo con el hierro, donde éste confería a aquél la misma resistencia que los huesos y tendones confieren a la carne en el cuerpo humano (*summum de la perfección que nos ofrece la Naturaleza*). Esta construcción mixta de ladrillo y hierro, que podría denominarse “*ladrillo atirantado*”, era la construcción del futuro, aquella técnica que permitiría alcanzar la época clásica de la arquitectura cohesiva (Guastavino, 1904).

Aquí aparece pues la segunda de las bases teóricas de Guastavino anteriormente enunciadas: la confianza en la imitación de los procesos de la Naturaleza como garantía de éxito.

Éste es, a grandes rasgos, el trasfondo, que podríamos llamar filosófico, en el que Guastavino apoyaba su “cruzada” en favor de la arquitectura cohesiva. Existe, además, un discurso técnico-científico que será afanosamente perfeccionado mediante cálculos, ensayos, hipótesis y demostraciones y que supondrá una profundización extraordinaria en la teoría y la práctica de la construcción tabicada.

En Estados Unidos, Guastavino pudo satisfacer también buena parte de su curiosidad científica, no sólo porque allí sí era posible establecer un proceso experimental, sino porque la competencia de la sociedad americana exigía una mejora constante del proceso de trabajo y de los resultados. En cuanto fue posible, se iniciaron los ensayos que determinarían el coeficiente de trabajo en los esfuerzos de compresión, tracción y cortante de la sección material de la bóveda, con el fin de establecer, en el laboratorio, unos promedios fiables. Con la colaboración del profesor A. V. Abbot, Guastavino realizó distintas series de pruebas en el Departamento de Ensayos y Experimentos de la Fairbank’s Scale Company de Nueva York, entre mayo y junio de 1887.



fig. 5.65.a | b. En la imagen superior se puede ver el ensayo de carga de una bóveda tabicada realizada en Nueva York en 1901. En la imagen inferior se realiza un ensayo de carga sobre una escalera de la First Church of Christ Scientist, en Manhattan (1900)

Gracias a estas series, aplicando las fórmulas clásicas de la construcción de gravedad y con ayuda de la estática gráfica, fue posible calcular teóricamente las condiciones materiales y formales de bóvedas y cúpulas tabicadas. Además, Guastavino demostró el mejor comportamiento de las cúpulas frente a las bóvedas de cañón rebajado.

Pero lo que en realidad Guastavino había intuido ya desde el principio era la mayor resistencia de la construcción cohesiva respecto de la construcción de gravedad. Había comprobado que, colocadas con cemento pórtland, las hojas de ladrillo se comportaban como un cuerpo homogéneo que distribuía superficialmente las presiones soportadas y que trabajaba con mayor rendimiento y menos empuje que una construcción de gravedad. Explicó y demostró, por ejemplo, que las bovedillas, en el caso de un forjado con vigas, trabajan como una sola pieza y, por tanto, cuanto más peraltadas, mayor esfuerzo exigen a las vigas de soporte.

De este modo, apoyándose en los ensayos empíricos que iba realizando en las obras, corrigió el aparato teórico empleado, adecuado para el cálculo de la construcción de gravedad, teniendo en cuenta las fórmulas que se utilizaban para calcular elementos de material homogéneo, partiendo del supuesto de que la bóveda era, salvando las distancias, como una especie de lámina de hierro. De este modo obtuvo resultados más próximos a la realidad.

Todos estos estudios permitieron que Gaetano Lanza, profesor de Mecánica Aplicada del *Massachusetts Institute of Technology* de Harvard, confeccionara unos ábacos de cálculo que indican, de manera automática, las distintas tensiones que se producen en las bóvedas más usuales, con una flecha del 10 % de la luz, suponiendo una carga uniformemente repartida. De hecho, las primeras teorías sobre las láminas habían sido enunciadas por Navier y otros hacia 1828, pero los sistemas de cálculo, que resultaban de la aplicación de aquellas teorías a las bóvedas delgadas, no estarían a punto hasta principios del siglo XX. Esto nos permite considerar a Rafael Guastavino como un personaje del siglo XIX, intuitivo y práctico, que analiza el comportamiento de unas técnicas para inducir de ellas unas leyes generales aplicables.

Como parte del proceso constructivo de la *Biblioteca Pública* de Boston, Guastavino también llevó a cabo una prueba de carga en sus bóvedas, a la cual llamó “*la primera prueba de carga a colapso jamás hecha*”. Más adelante nuevas pruebas de carga fueron realizadas para promocionar el rigor del método constructivo, así como para fomentar la confianza del público en el aún desconocido sistema de Guastavino.

Una importante innovación estructural fue el uso de refuerzos metálicos como parte integral del sistema constructivo. Como se mencionó anteriormente, Guastavino padre introdujo los refuerzos metálicos en las bóvedas tabicadas en la década de 1880, o probablemente antes. En 1910 Guastavino hijo recibió la patente n° 947 177 de los Estados Unidos en la cual ilustró su uso de refuerzos metálicos entre distintas capas de ladrillo para arcos, muros, y bóvedas. Guastavino hijo usó esta clase de refuerzos en la cúpula de la Catedral de *St. John the Divine*, cuya luz sobrepasa los 30 metros, lo que la convierte en una de las cúpulas de fábrica más grandes jamás construidas. Tal sistema forma aún parte de la tradición de la bóveda tabicada, pero también es una versión temprana de las delgadas cáscaras construidas más adelante en el siglo XX por Dischinger, Torroja y otros ingenieros.

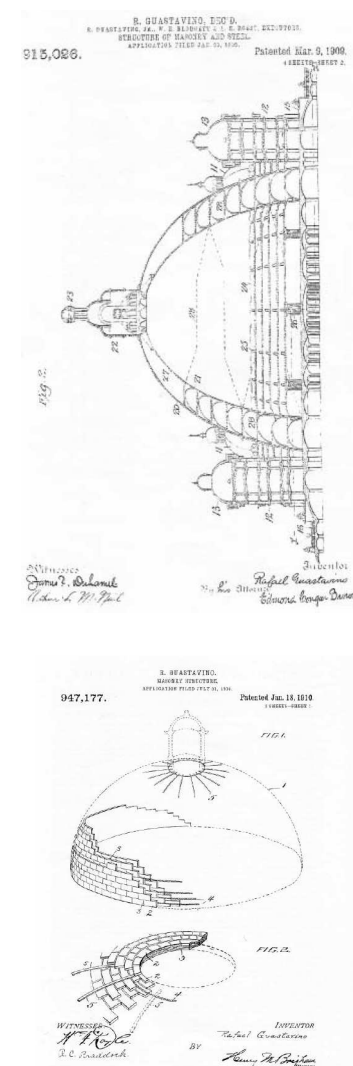


Figura 6.- Patente de la bóveda tabicada reforzada de Guastavino hijo.

fig. 5.66.a | b Patente n° 915.026 registrada por Gustavino padre en 1909 de una estructura de ladrillo y acero. La imagen inferior corresponde con la patente n° 947.177 registrada por Guastavino hijo en 1910 de la bóveda tabicada con refuerzos metálicos.

Otra importante innovación estructural de los Guastavino fue el uso de nuevos métodos de cálculo estructural. Aunque el padre siempre habló de las bóvedas tabicadas como un sistema “cohesivo” con una resistencia a tracción significativa, asumió generalmente que estas estructuras actuaban a compresión. A pesar de la confusión sobre el exacto comportamiento estructural de su sistema, Guastavino padre demostró un entendimiento sofisticado de las posibles líneas de empuje de sus bóvedas, y diseñaba principalmente de acuerdo al equilibrio de éstas. Su descripción de las líneas de empuje debidas a cargas vivas en una bóveda son un ejemplo temprano del “teorema de seguridad” del diseño estructural. De manera similar, Rafael Guastavino hijo usaba en sus cálculos métodos de equilibrio, y sus contribuciones al análisis gráfico de cúpulas son particularmente interesantes. Parece ser que Guastavino hijo estudió ingeniería informalmente en los Estados Unidos, y estuvo siempre entre los primeros en adaptar novedades en el uso de sistemas gráficos para sus proyectos de diseño y construcción. Tales métodos de análisis son adecuados para el cálculo de estructuras de fábrica, dada la baja magnitud de las tensiones en ésta.



fig. 5.68. GUASTAVINO MORENO, Rafael
"Essay on the Theory and History of Cohesive Construction applied specially to the timbrel vault"
Ticknor and Company, Boston. (1892).

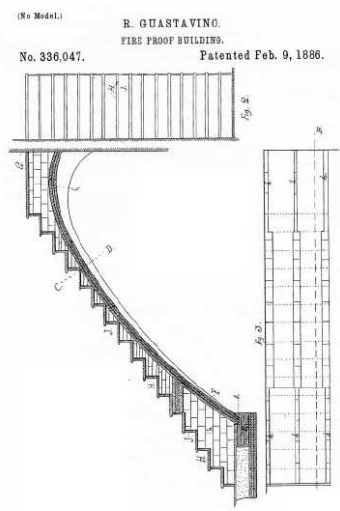


fig. 5.67.a|b Patente de construcción de una escalera nº 336.047 registrada por Rafael Guastavino en 1886. En la imagen de la derecha se puede ver la construcción de una escalera siguiendo los sistemas patentados por Guastavino.



escritos y ensayos

Dentro de los trabajos de “puesta a día” y especialmente de “puesta en valor” del sistema, era necesario difundir de manera más o menos técnica sus fundamentos de trabajo. No sólo los referidos a comportamiento mecánico eran abordados, ya que una faceta completa debería de abordar también temas de construcción, asilamiento, propiedades estéticas, ... y a esta labor dedicó especialmente Guastavino padre gran parte de su tiempo.

Este proceso de puesta a punto de los principales conceptos y propiedades formales de las bóvedas y cúpulas suscitó en él una serie de reflexiones sobre los problemas de su ejecución material. En sus escritos había expuesto ampliamente las dificultades que comportaba la ausencia de una tradición constructiva americana, que hacía necesaria la importación de albañiles de Cataluña (en donde él había desarrollado previamente el sistema). Atento a esos problemas, Guastavino se preocupó de los aspectos más minuciosos de la puesta en obra y se interrogó sobre cuestiones esenciales de la práctica constructiva que no habían sido abordados en España: cómo se comportaban el mortero y el cemento, el tiempo de fraguado y sus condiciones, la cantidad de agua que debía emplearse, etc..., y también sobre las condiciones de la mano de obra en el momento de construir (seguridad) y la capacitación de los arquitectos para proyectar (conocimiento de la práctica).

Todos estos textos estudios, análisis y propuestas fueron divulgados en conferencias y posteriormente publicadas, primero en revistas especializadas y después en dos libros. Asimismo, las propuestas de Guastavino se recogieron en diversos textos técnico-científicos de la época (Berg, 1889-90). El primer libro, *Cohesive Construction* (Guastavino, 1892) fue escrito a partir de dos conferencias: la que le pidió la *Society of Arts* del *Massachusetts Institute of Technology* de Boston en octubre de 1889 (Guastavino, 1889) y la que también le solicitó el *Thursday Club* en enero de 1890 (Guastavino, 1890). Si bien en principio ambas conferencias aparecieron en la revista *The American Architect and Building News*, más adelante, en 1892, fueron ampliadas y publicadas en forma de libro.

Este libro es el que recoge la mayor parte del pensamiento científico de Guastavino. En él se define la construcción cohesiva, su teoría, se exponen sus ventajas y se relacionan las aplicaciones del nuevo sistema a toda clase de edificios. Además, es también en esta obra donde se explican aquellas ideas sobre la construcción tubular expuestas en la Exposición de Filadelfia de 1876.

Es probable que la edición de *Cohesive Construction* guardara relación con la Exposición Universal de Chicago de 1892, en cuyo seno se celebró el *II Congreso Internacional de Arquitectos*. La editorial Ticknor era la misma que publicaba la revista anteriormente citada, y probablemente Guastavino tenía interés en que los asistentes al congreso dispusieran de una información más científica relacionada con la ponencia que él iba a presentar sobre su sistema de construcción.

De esta revisión surge el *Essay on the Theory and History of Coesive Construction applied specially to the timbrel vault*, el más claro compendio de su idea de la construcción, y una viva defensa del sistema de bóvedas tabicadas, del que se esfuerza en mostrar las ventajas frente a la construcción en hormigón (que él mismo había tanteado en sus inicios y en clara oposición frente a las tradicionales bóvedas adoveladas). Describe el eficaz comportamiento estructural de su sistema, atendiendo fundamentalmente al especial proceso generador y constructivo, en el que otorga singular importancia a la rapidez de fraguado y resistencia del cemento portland.

Frente el tradicional abovedamiento por gravedad, cuya mecánica se confía a la forma de las dovelas (pudiendo, desde un punto de vista conceptual, establecer las juntas entre ellas a hueso) contrapone el sistema cohesivo u orgánico, en que la capacidad adhesiva del mortero posibilita nuevos y muy económicos procesos generadores, con notable reducción e incluso completa eliminación de los sistemas de encimbrado. Entendía y defendía este sistema como



fig. 5.69. GUASTAVINO MORENO,
Rafael

"Función de la mampostería en las
Modernas construcciones
arquitectónicas"

Edición española del libro escrito
originalmente en inglés por Guastavino
en el año 1904 "Function of Masonry".

especialmente adecuado a la construcción de su tiempo, afirmando que con el progreso de los nuevos morteros y su rápida capacidad de fraguado, la albañilería cohesiva en ladrillo sería el material del futuro.

La ponencia de Guastavino en aquel congreso se titulaba “*Cohesive Construction: Its Past, Its Present, Its Future?*” (VI Congreso Internacional de Arquitectos). Dirigida a los arquitectos, se trataba fundamentalmente de una exposición histórica que avalaba el uso presente y futuro de la construcción cohesiva. La mayor parte del texto de esa ponencia fue editado en el segundo libro de Guastavino, *Function of Masonry* (1904).

Este segundo volumen consta de dos partes: la primera, *Prolegómenos*, fue publicada en 1896, todavía con la resaca del Congreso de Chicago, y en ella se trasluce ya la pugna de la construcción cohesiva con el hierro y el hormigón armado. La segunda parte fue publicada seguramente a partir de la revisión de un texto, *Fonction de la maçonnerie dans les constructions modernes*, que el mismo Guastavino había enviado al Congreso Internacional de Arquitectos de 1904, celebrado en Madrid, y que no fue editado hasta 1906 en francés. Se trata de una exposición técnica de las ventajas de la construcción cohesiva con el trasfondo de la competencia con el hierro y el hormigón armado. Es en este volumen donde se ponen de manifiesto todas las reflexiones científicas sobre el comportamiento de los materiales y su aplicación.

Además de las publicaciones citadas se conocen los artículos de Guastavino en *Decorator and Furnisher*, que tratan de arquitectura y decoración “revival”, con la que mantuvo un acuerdo de colaboración estable durante sus primeros años en Nueva York y otro artículo en *The American Architect and Building News* sobre su pabellón en la Exposición de Chicago (1983).

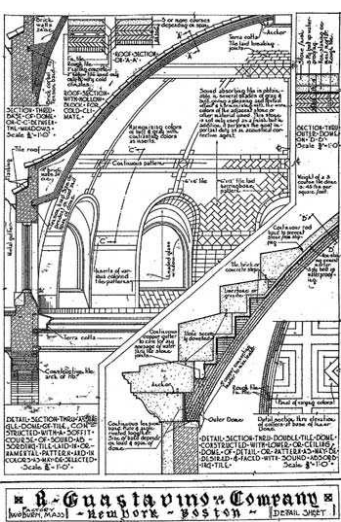


fig. 5.71. GUASTAVINO Co.
Uno de los muchos documentos informativos que con carácter divulgador editaba la compañía de Rafael Guastavino.

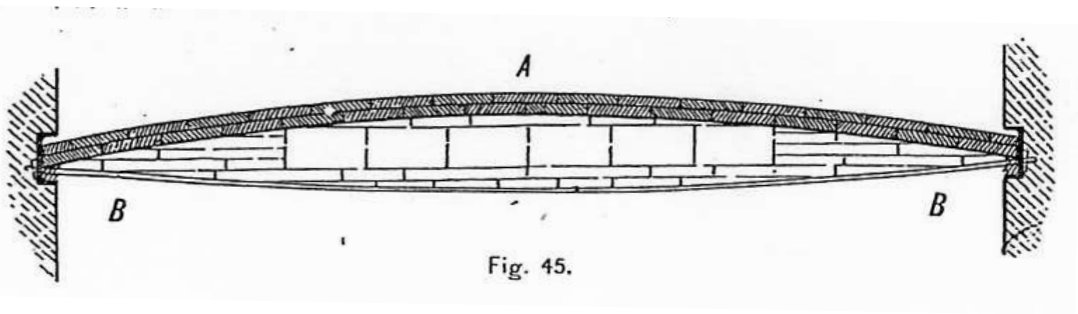


fig. 5.70. Imagen contenida en la primera edición de “*Essay on the Theory and History of Cohesive Construction applied specially to the timbered vault*”. Ticknor and Company, Boston. (1892).



fig. 5.72.a. Centro de Recepción de Inmigrantes en la Isla de Ellis (Nueva York), actualmente Museo de la Inmigración (1902)

BORING AND TILTON, Architects.

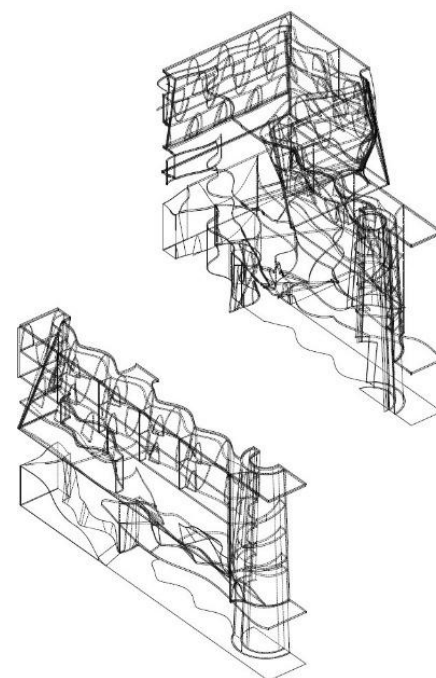
GUASTAVINO MORENO, Rafael

El primer lugar que pisaban los más de 12 millones de inmigrantes que llegaron al Puerto de Nueva York desde 1902 hasta 1954 era esta inmensa sala construida por la firma de Guastavino, reponiendo una anterior construcción original de 1892 y que había sufrido un incendio en 1897. La idea "comercial" de Guastavino supo aunar las ventajas de rapidez de construcción y seguridad frente al fuego de sus sistemas.

América estaba conquistada por el inmigrante que había llegado allí sólo 20 años antes.



fig. 5.72.b | c | d. Llegada de los primeros inmigrantes al nuevo Centro de Recepción de la Isla de Ellis en 1902.



EL CANTO DEL CISNE. LOS EPÍGONOS

6

retornando a los orígenes

El 95 por ciento de los arquitectos y el 99 por ciento de los constructores en España no conocían o habían escuchado nada acerca del sistema; aparentemente lo mismo sucedía en Italia...

Las piezas del arco se usan solamente en algunas provincias, en pequeños arcos para construcciones baratas.

GUASTAVINO MORENO, Rafael (1993)

A pesar de que en su propio país el reconocimiento nunca le fue reconocido, Rafael Guastavino siempre mantuvo relación con Cataluña y España aún estando en Norteamérica en unos tiempos en que la comunicación resultaba ciertamente difícil. Por ejemplo, se le encargó el Pabellón Oficial Español en la Exposición Internacional de Chicago de 1893, que firmó juntamente con el arquitecto valenciano Enric Dupuy, por entonces delegado español en la Exposición Colombina. Construyeron una réplica de la Lonja de Valencia, una propuesta que pareció adecuada para conmemorar el Cuarto Centenario de la llegada española a América, que coincidía con la Exposición.

Entre sus contactos se encuentra Mariano Belmás, arquitecto y senador madrileño, que lo representó en el Congreso Internacional de Arquitectos que se celebró en Madrid en 1904. Para este certamen Guastavino envió la ponencia ya citada *“Cohesive Construction: Its Past, Its Present, Its Future?”* (II Congreso Internacional de Arquitectos), que al parecer iba acompañada de un impresionante álbum de fotografías de sus obras americanas que, años más tarde, pasó a manos del arquitecto Luis Moya, quien lo utilizó para escribir e ilustrar su libro *Bóvedas Tabicadas*, publicado en 1947.

En ese mismo congreso Puig i Cadafalch pronunció su famosa conferencia sobre *“Arquitectura Catalana”*, en la cual se hacía alusión al repertorio constructivo identitario en Cataluña y, naturalmente, a las técnicas del ladrillo, que formaban una parte sustancial de dicho repertorio y que validaban el nombre de *“bóveda catalana”* con el que recientemente habían bautizado en España la bóveda tabicada. En esta conferencia Puig elogió el trabajo de Guastavino.

En Barcelona ya hacía años que profesores y estudiantes de la Escuela de Arquitectura visitaban la Fábrica de los hermanos Batlló durante el curso académico. A partir de la década de los ochenta, las técnicas del ladrillo y, sobre todo la bóveda, se habían incorporado a la nueva construcción catalana. La mayor formación científica, los nuevos sistemas de cálculo gráfico de estructuras, el dominio de la geometría descriptiva, y una teoría de la arquitectura más elaborada fueron los argumentos para justificar una mayor división social del trabajo a favor de los arquitectos. Los arquitectos salidos de la escuela de Barcelona empiezan a denostar las fachadas planas de las nuevas calles del ensanche y empiezan a construir

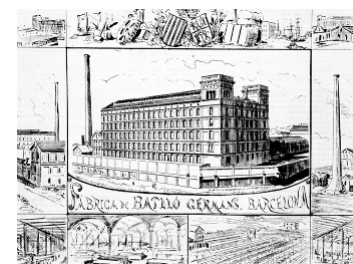


fig. 6.1. Dibujos publicitarios de Felip Cusach del año 1875.

La Fábrica Batlló se había convertido en un referente para los estudiantes de arquitectura de la recientemente instaurada Escuela de Barcelona. Todos los “objetos” de la construcción eran observados desde la solución para las diáfanas naves centrales hasta la impresionante chimenea de planta octogonal enteramente ejecutada en ladrillo.

tribunas, miradores, galerías, que rompen cada vez más de forma atrevida el plano de fachada. Los pináculos, templete y torres, constituyen un nuevo remate para los edificios superando la horizontalidad dominante de las azoteas precedentes. Es la voluntad de individualización coincidente de unos nuevos propietarios y unos arquitectos que necesitan el reclamo de afirmación personal para satisfacer su necesidad de presencia pública.

La *Arquitectura Modernista* resulta la expresión de un estilo artístico característico desarrollado fundamentalmente entre 1890 y 1910 y en la que conviven diversas corrientes formales. Estilísticamente se combina el neogótico, el neomudejar, el floralismo del Art Nouveau, la secesion vienesa y cierta pervivencia de los órdenes clásicos. La bóveda catalana se adaptaba como ningún otro sistema a la multitud de composiciones formales ideadas por aquel grupo de arquitectos catalanes, que no dudaron en tomar la obra de Guastavino como un claro referente constructivo. Los modernistas llevaron las técnicas de ladrillo a su máxima expresión, lo que en América eran obras revival, de gran envergadura y riesgo, aquí eran obras de gran creatividad formal y estructural.

Pero uno de los componentes fundamentales de este grupo de arquitectos era que sus formas naturales debían de poseer una definición técnica que hiciera posible fundamentar su desarrollo. Era necesario indagar sobre los mecanismos de trabajo de la bóveda, con el propósito fundamental de esclarecer su “misterio”, tratando de averiguar por qué se sostenía y cómo se podía “calcular”, las publicaciones de Guastavino constituyeron un punto de partida.

la experiencia modernista

En 1900 Domènech i Estapà intentó corregir el cálculo clásico de la bóveda, trasladando los ya mencionados conceptos elásticos. Diez años más tarde, Jeroni Martorell proponía lo mismo, citando ampliamente la obra y los escritos de Guastavino. Jaume Bayó aplicó la teoría de la elasticidad y consideraba las bóvedas como láminas flexibles, siguiendo a Guastavino. Félix Cardellach daba a la bóveda esta misma consideración de “lámina de hierro”, y se refería también a la construcción cohesiva en los términos propuestos por Guastavino. Aunque desde una posición distinta, las reflexiones de Joan Rubió y los gaudinistas se pueden entender también en el marco del feed-back que la experiencia de Guastavino propiciaba. En 1923, Esteve Terradas partió de Guastavino en sus investigaciones, asimilando el análisis de la bóveda a una lámina curva. Posteriormente, en su discurso de ingreso en la Academia Catalana de Belles Arts de Sant Jordi (1934), Josep Goday reconoció a Guastavino como pionero en la modernización de las técnicas tabicadas y comentó sus aportaciones teóricas.

Después de la Guerra Civil, con el resurgimiento de la construcción tabicada provocado por la arquitectura de la autarquía, hemos de citar las aportaciones de Bonaventura Bassegoda Musté y el libro de Luis Moya, ambos de 1947. Los dos autores se refieren explícitamente a la aportación de Guastavino y, en el caso de Moya, se publican las ilustraciones anteriormente citadas, que habían llegado a España en 1904. También hay que mencionar el libro de Angel Pereda Bacigalupi (1951) *Bóvedas Tabicadas*, que no hace sino continuar con la línea de trabajo de los documentos anteriores. Finalmente, y en fecha tan tardía como 1965, Juan Bergós reproduce las fórmulas de Guastavino que ya había publicado con anterioridad.



fig. 6.2. BASSEGODA MUSTÉ, Bonaventura

“La bóveda Catalana”

Patronato Juan de la Cierva de Investigación Técnica, 1952. Editado tras la lectura de dicho artículo en el año 1946.

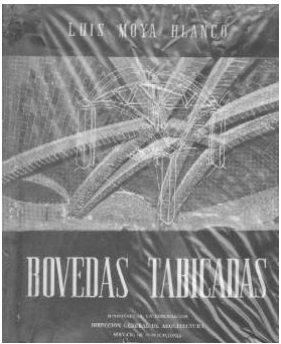
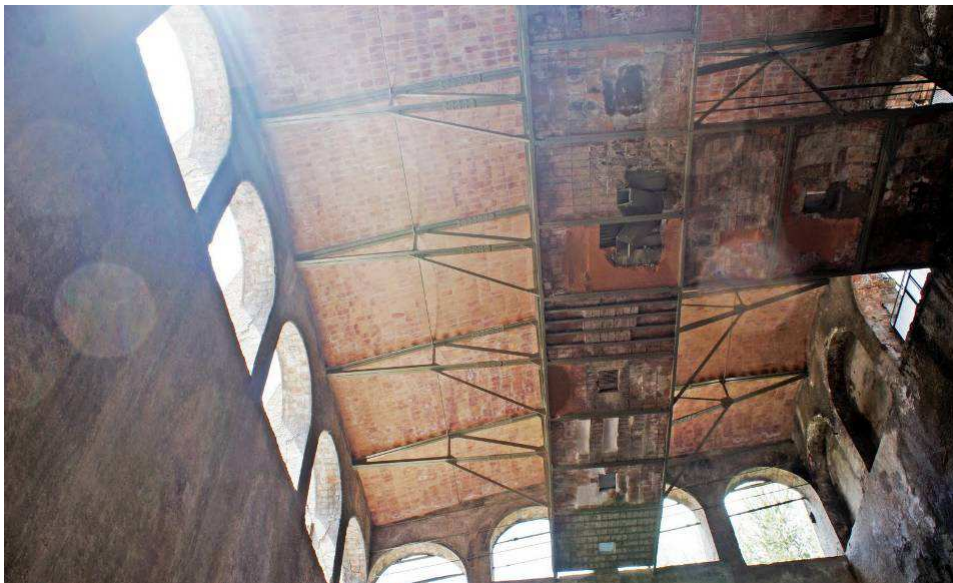


fig. 6.3. MOYA BLANCO, Luis

“Bóvedas Tabicadas”

Ministerio General de la Gobernación. Dirección General de Arquitectura. Madrid, 1946

Sin duda, todo el desarrollo de las nuevas experiencias y posibilidades de la bóveda tabicada en la Cataluña de principios del siglo XX tiene una clara referencia del Proyecto que Rafael Guastavino realizó para la Fábrica de Cementos Asland situada en Castellar de N'Hug (1901). Este proyecto, en manos del conde de Güell, trataba de trasladar a España los procesos de fabricación del cemento Portland, base fundamental que Guastavino había implementado como medio para mejorar el comportamiento general de la construcción tabicada. Dado el destino del edificio este sería sin duda un ejemplo de referencia de las posibilidades del sistema implementado por los nuevos materiales. Estructuras metálicas y bóvedas tabicadas con las más diversas geometrías conviven en un proyecto que destaca por su volumetría e implantación en un área geográfica de difícil acceso, lo que sin duda añadía mayor interés al reto.



MUSEU DEL CIMENT ASLAND DE CASTELLAR DE N'HUG

MUSEU DE LA CIÈNCIA
I DE LA TÈCNICA DE CATALUNYA

fig. 6.4.a|b|c Pasado,
presente y futuro de la Fábrica de
Cementos Asland

GUASTAVINO MORENO, Rafael
Clot del Moro, Castellar de N'Hug,
Barcelona. 1901

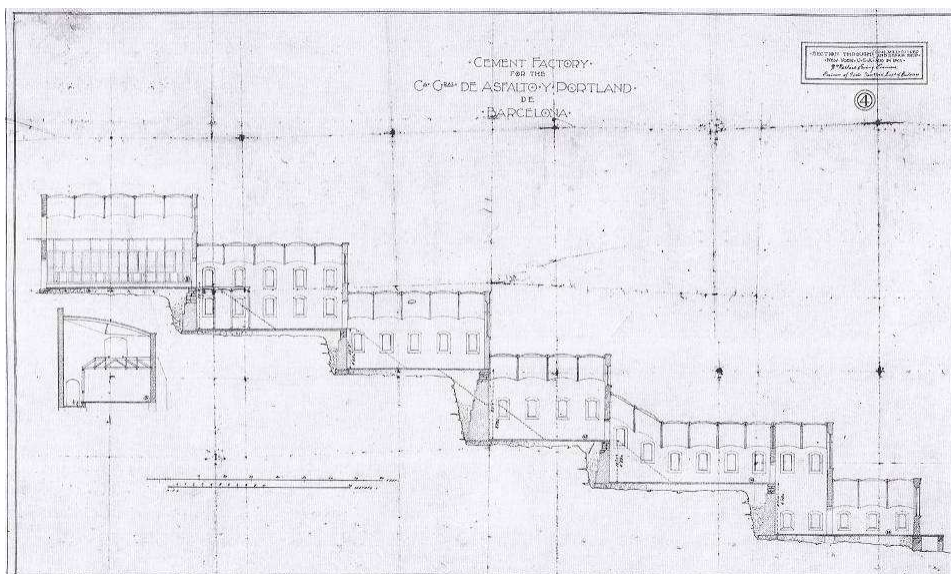


fig. 6.5.a|b Plano original del Proyecto
redactado por Rafael Guastavino
Moreno en torno al año 1901.

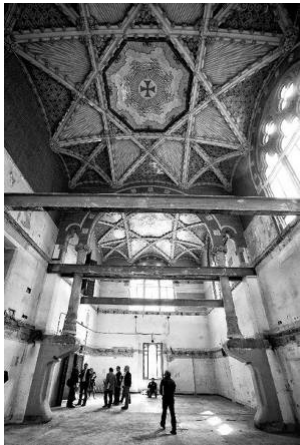


fig. 6.7.a | b Hospital de la Santa Creu i San Pau, comenzado en 1931 y terminado en torno a 1930 por la segunda generación de la familia Domènech.

DOMÈNÉCH i MONTANER, Lluís



fig. 6.8. Fàbrica Textil Casimir Casarramona, construida en Barcelona entre 1909 y 1911

PUIG i CADAFALECH, Josep

La exposición mundial de Barcelona de 1888 preparó el camino para el Modernismo Catalán que sin duda tuvo en Antoni Gaudí, Lluís Domènech i Montaner y Josep Puig i Cadafalch a los auténticos “dominadores” de la bóveda tabicada.

Lluís Domènech i Montaner (1850-1923) fue una figura clave del catalanismo buscando en el carácter de la arquitectura Medieval una inspiración formal. Fue Director de la Escuela de Arquitectura de Barcelona durante casi 20 años (1900-1919), por lo que puede ser considerado un verdadero referente para las siguientes generaciones de arquitectos catalanes. Entre sus obras destaca el Hospital de la Santa Creu i San Pau y, sin duda, el Palau de la Música Catalana (1905-1908) edificio clave y simbólico para el renacimiento cultural de Cataluña y en el que la bóveda catalana se utilizó como elemento representativo.



fig. 6.6.a | b Imágenes del estado de las obras del Palau de la Música Catalana durante las obras de remodelación realizadas entre los años 1982 y 1989 por Oscar Tusquets y Carles Díaz, y resultado final de la sala central en el que se pueden apreciar la configuración que adoptan los forjados abovedados que cubren la sala.

Josep Puig i Cadafalch (1867-1957) encontró en las bóvedas tabicadas un sistema autóctono y propio de la idiosincrasia catalana, explorando con habilidad sus cualidades formales y estructurales, que le llevaron a estudiar el origen medieval del sistema. Entre sus obras figura un conjunto de edificios para la Bodega Codorníu en Sant Sadurn de Noia, con una llamativa forma catenaria como motivo principal. Pero tal vez su obra más representativa resulte la Fàbrica Textil Casimir Casarramona, construida en Barcelona entre 1909 y 1911, en el que las finas bóvedas de los techos atraviesan la fachada formando unos cuerpos salientes que protegen los huecos.

Cesar Martinell (1888-1973) generó un conjunto de más de 30 cooperativas agrícolas entre 1913 y 1919, resueltas mediante una sucesión de bóvedas tabicadas y arcos parabólicos de apoyo realizados con rasilla, creando espacios interiores de gran altura libre con una iluminación cenital, suponiendo uno de los ejemplos estructurales más innovadores de principio de siglo.

Tal vez las formas más elegantes fueron las ideadas por Lluís Muncunill i Parellada (1868-1931), para la Fàbrica Tèxtil Aymerich, Amat i Jover (Terrasa, 1907-1909). Actualmente el edificio alberga el Museo de Historia de la Tecnològias (Museu de la Ciència i de la Tècnica de Catalunya). El espacio interior es impresionante, cubierto con una convencional estructura

porticada de acero sobre la que descansan una serie de bóvedas tabicadas de doble curvatura que se abren suavemente hacia la luz del norte.



fig. 6.9.a | b. Imágenes de la Fàbrica Tèxtil Aymerich, Amat i Jover (Terrasa, 1907-1909), actualmente el edificio alberga el Museo de Historia de la Tecnología (Museu de la Ciència i de la Tècnica de Catalunya).

Parece innecesario referirnos a Antoni Gaudí, puesto que además de ser el más notable representante del Modernismo Catalán fue también un gran innovador en conceptos estructurales. Sus estudios, análisis y ejemplos son inagotables, desde las formas empleadas en el Palacio Güell (1886-1889) hasta las curvas catenarias que emplea en la estructura de la cubierta de la Casa Milá (1906-1912). Aunque obra de aparente menor complejidad frente al resto de propuestas merece la pena destacarse la cubierta del Colegio de la Sagrada Familia construida hacia 1906 con una delgada y curva pared exterior y una cubierta ondulada, abovedada de simple curvatura pero que resulta sorprendente por el acuerdo entre los planos de fachada y el de cubierta.

el impulso del movimiento moderno

No resultan excesivamente extensos los ejemplos de utilización de las bóvedas tabicadas por parte de los representantes del movimiento moderno. Resulta evidente que la supuesta aparición e implementación de nuevos materiales, tales como el hormigón y el acero, hicieron que muchos de los autores se decantaran por el empleo de estos materiales que parecían permanecer inherentes a las nuevas soluciones formales que provenían del exterior.

No obstante existen ejemplos muy valorables y que merecen mención. Bien es cierto que muchos de los ejemplos no corresponden a las impactantes soluciones de bóvedas tabicadas anteriores, pero los arquitectos españoles fueron capaces de mantener su empleo para la conformación de forjados de piso y especialmente para la resolución de elementos singulares que en muchos casos llegan a caracterizar plásticamente la imagen de los edificios. Sin duda las escaleras se constituyen en un elemento de referencia formal de gran parte de estas edificaciones.



fig. 6.10.a | b. Cubierta del Colegio de la Sagrada Família, Barcelona, 1906

GAUDÍ i CORNET, Antoni

Entre las soluciones más destacadas referidas a sistemas estructurales de bóveda tabicada figuran las casas para fin de semana en el Garraf de J. L. Sert y J. Torres Clavé, que llegan a ser portada de la revista A.C. (Documentos de Actividad Contemporánea, órgano de difusión G.A.T.E.P.A.C.). Suyas son también las soluciones para el parvulario de Viladecans (1935) y el Pabellón Escolar de Arenys de Mar del mismo año.

Sin duda, la referencia más clara de un empleo en lenguaje moderno de la tradicional bóveda tabicada lo constituye la llamada La Ricarda en Barcelona del arquitecto Antoni Bonet Castellana. Esta construcción, comenzada en el año 1953 se organiza en base a una unidad modular de bóvedas de 8,80x8,80 m. que se apoyan sobre esbeltos soportes metálicos que dan al conjunto una sensación de ingravidez. La solución abovedada se emplea indiferentemente para conformar espacios interiores y cubiertas de terrazas exteriores distribuidas por todo el jardín

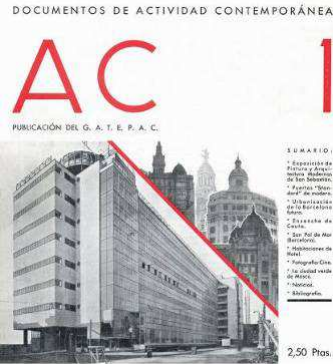


fig. 6.13. Portada del número 1 de la Revista A.C., órgano de expresión del GATEPAC se publicó trimestralmente desde 1931 hasta 1937. Sus ejes de pensamiento se articulan en tres ideas:

1. Interés por la arquitectura y construcción populares por su honestidad, sobriedad y sabiduría, y como posible fuente de inspiración en la búsqueda y desarrollo de una nueva arquitectura.
2. Interés por los aspectos constructivos y técnicos. En la mayor parte de los proyectos publicados, se hace una breve referencia de la memoria en sus aspectos constructivos.
3. Defensa de la verdadera arquitectura con independencia de la época, demostrando especial interés por demostrar respeto por la arquitectura del pasado. Se mantiene como constante una crítica durísima a los historicismos y academicismos, con grandes tachaduras rojas sobre los ejemplos criticados, tanto de la arquitectura del pasado como de los falsos modernos.

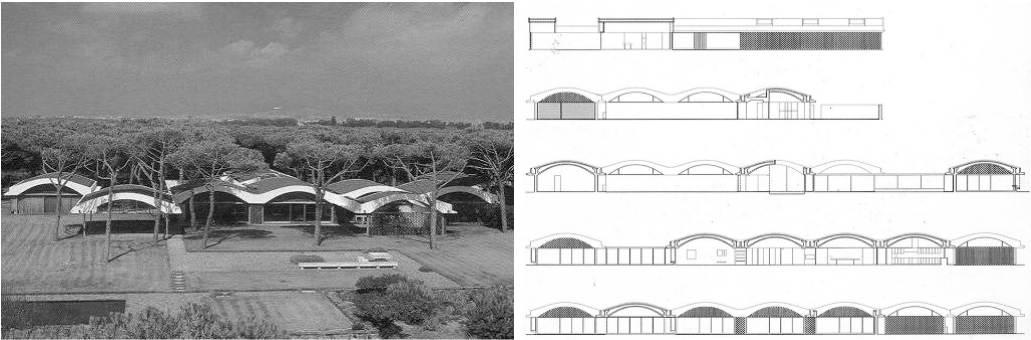


fig. 6.11.a | b Fotografía exterior y alzados y secciones de La Ricarda, Barcelona, 1949-1963, en las que se puede apreciar las bóvedas catalanas utilizadas en su construcción.

BONET CASTELLANA, Antoni

Lo más curioso de esta actuación es que Antoni Bonet Castellana además de beber de fuentes tan directas como Sert y Torres Clavé (ingresa en el G.A.T.E.P.A.C. en 1933) es capaz de reinterpretar el sistema a partir de su relación directa con Le Corbusier. En 1936 se traslada a París comenzando a trabajar en el Atelier de Le Corbusier en donde realiza las primeras propuestas para el proyecto de la Casa Jaoul en 1937.

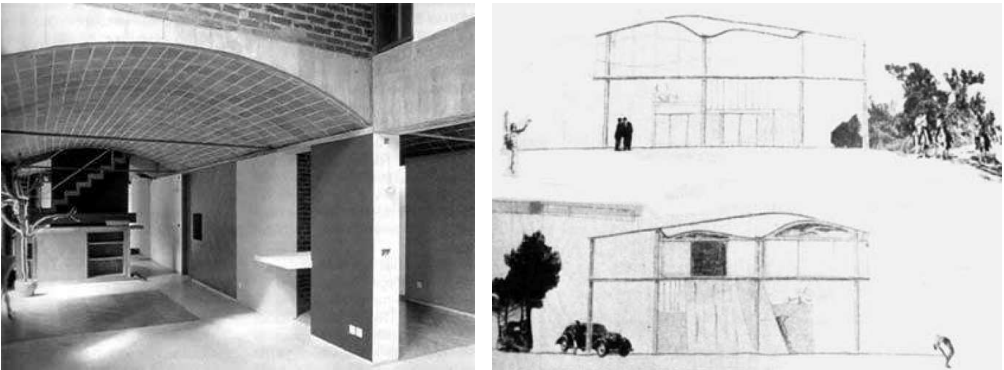


fig. 6.12.a | b Fotografía interior de la Casa Jaoul (París, 1955), y esquemas de proyecto realizado por Antoni Bonet mientras trabajaba en el Atelier de Le Corbusier.

Le Corbusier entrará posteriormente en contacto con Sert, con motivo del CIAM VIII, celebrado en junio de 1951, en donde le muestra alguna de las soluciones abovedadas que había utilizado en el exilio, empleando para ello hormigón, madera e incluso sistemas prefabricados metálicos en planchas galvanizadas acanaladas. Fruto de esta relación Le Corbusier se pondrá en contacto con el catalán Domènech Escorsa, a partir de la cual se concretarán parte de los anteproyectos avanzados por Antoni Bonet para la Casa Jaoul (parís) y curiosamente para la Casa Sarabhai y las Maisons des Péons para el poblado de Chandigarh (India).

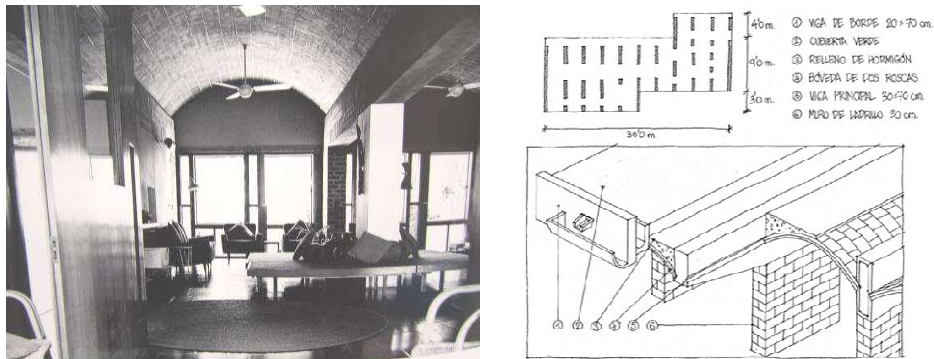


fig. 6.14.a|b Fotografía interior y detalle constructivo de la Casa Sarabhai, Admehabad, India, 1956.

Le COURBUSIER

La singularidad formal que alcanzaron las escaleras resulta muy interesante en obras como las viviendas de la Calle Padua de Sixto Illescas (1934).

Podemos recordar ejemplos como la Casa para el Marqués Villora (1929) obra de Rafael Bergamín, tal vez una de las primeras obras modernas españolas en el que de nuevo la escalera se construye con una solución tabicada.

Carlos Arniches construye en 1934 la residencia de señoritas en la Calle Miguel Ángel de Madrid, en el que de nuevo la escalera es sin duda una referencia compositiva.



fig. 6.16. Ejemplo de utilización de bóvedas tabicadas en las viviendas de Virgen del Pilar, Madrid. 1948.

CABRERO, F. y ABAURRE, R.

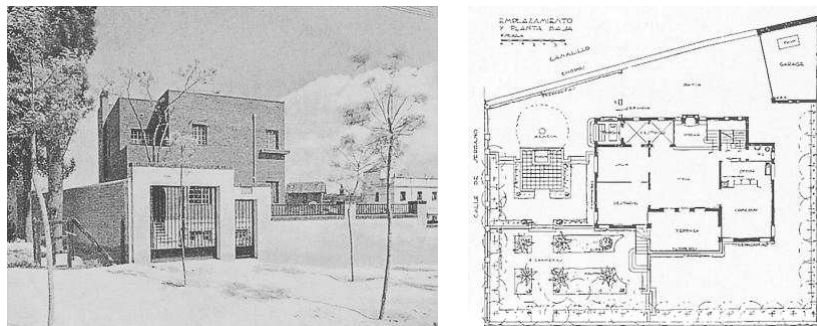


fig. 6.15.a|b Fotografía exterior y plano de planta del proyecto original de la casa para el Marqués Villora, en la calle Serrano de Madrid (1929).

BERGAMÍN, Rafael

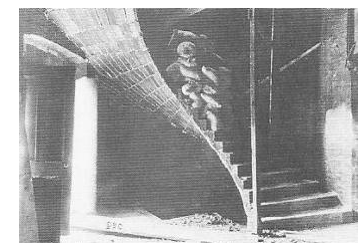


fig. 6.17. Diferentes pruebas de carga realizadas sobre escaleras abovedadas.

la nacionalización del sistema

La buena arquitectura no se ha hecho nunca por fórmula ni siguiendo al pie de la letra una doctrina: sería demasiado sencillo...

Podemos, para obtener esto, aprovechar todos los medios que tenemos a mano, desde los más tradicionales a los más modernos; desde la piedra al ladrillo y hormigón armado, el acero y el cristal siempre que estén controlados por un espíritu de orden, claridad y respeto a las construcciones milenarias, o satura espiritual de todas las creaciones arquitectónicas.

SERT, Josep Lluís (1934)

Realmente resulta curioso en un ámbito tan reducido como el español tratar de acotar sistemas constructivos a reducidos ámbitos territoriales. La idea de identificar la construcción mediante bóvedas tabicadas con un origen catalán, refiriéndose por tanto a ellas como “*bóvedas catalanas*” tiene su origen en las ideas nacionalistas que arquitectos como Lluís Domènech i Montaner y Josep Puig i Cadafalch emplearon a finales del siglo XIX y principios del siglo XX.

Es posible recordar también la cita de Rafael Guastavino (1953) en la que se jactaba en el desconocimiento total del sistema constructivo de las bóvedas tabicas por parte de los arquitectos y constructores españoles, excepto claro está, las experiencias mediterráneas de Valencia y Cataluña. Tal es así que resulta muy posible que las primeras realizaciones en el ámbito madrileño se hayan realizado a partir del conocimiento de la obra de Guastavino a raíz de las ponencias presentadas en el VI Congreso Internacional de Arquitectos de 1904 en Madrid. Sin duda la representación de su ideario y obra a partir del texto “*The function of masonry in modern architectural structures*”, representado por Mariano Belmás, marcó el inicio de la experiencia “nacional”.

Recordemos que en el año 1893 Guastavino había sido el arquitecto escogido para representar a España construyendo el Pabellón Nacional en la Exposición Universal de Chicago. Mariano Belmás, ligado a Arturo Soria acudió a la exposición Colombina interesado por conocer el ideario constructivo de la cultura americana, e intentar trasladar sus patrones a la incipiente “*ciudad lineal*” madrileña (Arturo Soria). A raíz de este encuentro surge una relación entre ambos convirtiéndose Belmás en el puente de unión entre Nueva York y España.

Un segundo apoyo fundamental que tuvo el desarrollo del sistema en un ámbito “*nacional*” fue la presencia de Juan Bautista Lázaro de Diego, arquitecto empeñado en la defensa de la razón constructiva, en ese ideal forma construcción que resulta adecuado en algunas arquitecturas neomedievalistas. A la sazón Lázaro había sido discípulo de Juan de Madrazo, que a su vez fue uno de los más destacados seguidores de Viollet-le-Duc. Su necesidad de conocer profundamente los sistemas constructivos le llevó a investigar intensamente la construcción en ladrillo y, especialmente las bóvedas tabicadas. El contacto con este sistema y

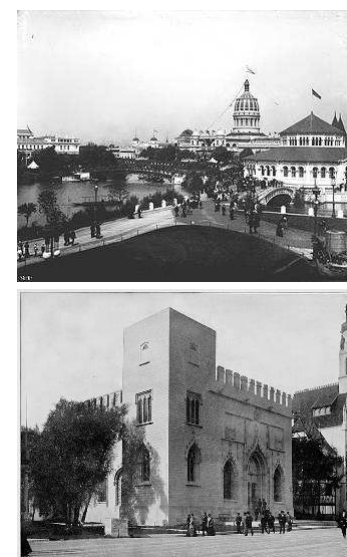


fig. 6.18.a | b Exposición Universal de Chicago (World's Columbian Exposition). 1893.

Las obras, réplica del *Consulat del Mar* (Lonja de Valencia) fueron dirigidas por Guastavino. Se pensó que dado el gran conocimiento que tenía sobre la construcción de bóvedas era el más capacitado para levantar las réplicas de las del Salón Columnario.

práctica se estableció por medio de su compañero de carrera Doménech i Montaner, con el que retomó la relación a partir de las obras de la Exposición Universal de Barcelona de 1888.

Lázaro de Diego implementó la técnica de las bóvedas tabicadas con un aprovechamiento total de la estructura en espesores sumamente reducidos, trasladando su uso a ejemplos tales como la Iglesia del Perpetuo Socorro (1882-1887), la Iglesia de las Reparadoras (1897-1901) o la de San Vicente de Paul (1900-1904). En todos estos ejemplos la bóveda tabicada no era más que un sistema constructivo, un molde sobre el que trasladar las recargadas formas interiores de recuerdo neomedievalista. Solo al final de su obra, entendió el acuerdo final entre forma y estructura que permitía la bóveda tabicada y la estética que trasladaba su composición material. La Capilla del Asilo de San Diego y San Nicolás (1903-1907) constituye sin duda el mejor ejemplo de esa *“racional construcción de la técnica del ladrillo”* en la que las bóvedas tabicadas y los elementos estructurales no son ocultados.

Pero estas renovadas expectativas del uso de bóvedas tabicadas como sistema constructivo en el ámbito español comienzan a decaer con la progresiva implantación de los sistemas estructurales de hormigón armado y la apertura a nuevas formas arquitectónicas. Excepto singulares ejemplos como la ya mencionada Casa para el Marqués de Villora de Rafael Bergamín, el empleo del ladrillo queda postergado en manos de los nuevos materiales que sin duda tendrán en la obra de Eduardo Torroja una indudable referencia. El hormigón armado se impone con obras tan impactantes como el mercado de Algeciras (1935) realizado en colaboración con Sánchez Arcas, el Frontón Recoletos del mismo año realizado con Secundino Zuazo, o el hipódromo de Madrid (1936) realizado en colaboración con Carlos Arniches y Martín Domínguez.

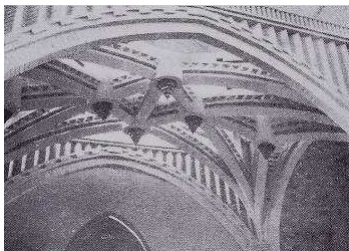
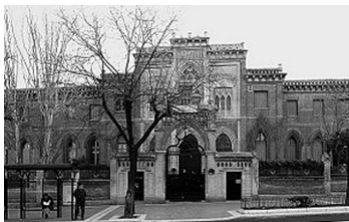


fig. 6.20.a|b|c. Imágenes de la Capilla del Asilo de San Diego y San Nicolás (1903-1907) del arquitecto Juan Bautista Lázaro de Diego.



fig. 6.19.a|b|c. Imágenes del Mercado de Algeciras (Cádiz, 1935), el Frontón Recoletos (Madrid, 1935) y de la construcción del Hipódromo de Madrid (1936) de Eduardo Torroja.

el orgullo patrio

La posguerra española buscó en la bóveda tabicada la eficiencia económica de su proceso constructivo como fundamento activo para su recuperación. Sin duda, la escasez de materiales de la posguerra devolvió a la bóveda tabicada al lugar que los nuevos materiales le habían desplazado. Y este hecho vino de la mano de dos textos, ambos publicados en 1947 que recuperan la obra y el legado de Rafael Guastavino. *“La bóveda catalana”* de Buenaventura Bassegoda y desde luego el *“Bóvedas Tabicadas”* de Luis Moya.

Tal vez la característica fundamental de la obra de Luis Moya Blanco (1904-1990) sea el perfecto dominio y pericia en el uso del clasicismo, al que accede desde un punto de vista crítico de exploración, lo que le permite adoptar soluciones y recursos un tanto novedosos y originales. La posibilidad de adaptar las normas clásicas a los nuevos espacios derivados de usos actuales dotan a su arquitectura de un efectismo impactante para el cliente, habitualmente estatal.

“Es evidente que la arquitectura clásica tiene sus normas y reglas, pero junto con ellas también disponemos de la posibilidad de modificar, adaptar o transgredir esas normas, tal como podemos apreciar en la amplia tradición de la arquitectura clásica y, muy especialmente, en los sistemas compositivos de la arquitectura española”.

“Sólo la tradición es un camino por el que se avanza”

MOYA BLANCO, Luis

“La arquitectura cortés” (1957)

Esta forma de concebir la Arquitectura fue fuertemente contestada por buena parte de sus compañeros que veían en estas propuestas formales y constructivas un progresivo alejamiento de las novedosas corrientes europeas. La publicación de *“La Arquitectura Cortés”* Obra, en la que el autor muestra sus intenciones resulta contestada por artículos y comentarios diversos, que ven en ella una prolongación del atrasado medievalismo español. Pero junto a esta opinión crítica también hubo alguna defensa de la postura de Luis Moya, lo que sin duda fue entendido como un posicionamiento político del lado de la jerarquía ideológica del Régimen. Su mayor defensor era Pedro Muguruza, auténtico estandarte de la dirección que debiera tener la arquitectura propia de la obra al servicio del gobierno instaurado. Luis Moya colaboró durante su época de estudiante en su estudio, lo que bien le pudo servir de pasaporte para realizar trabajos tan cargados de simbología como la reconstrucción y reforma del Teatro Real o la Gran Cruz del Valle de los Caídos, trabajando además, directamente para la Dirección General de Arquitectura.

La defensa de su forma de hacer queda *“aceptada”* por otros Arquitectos que asumen como en ciertas obras señaladas (especialmente de carácter religioso) resulta deseable adoptar la tradición del clasicismo. Tal vez el germen a tales componentes estéticos pudieran estar en las ideas expuestas por Fernando Chueca Goitia en su libro *“Invariantes castizos de la arquitectura española”* (1947), refrendando la visión de Unamuno en su *“En torno al casticismo”* (1943).

Si bien es cierto que la obra de Luis Moya se fundamenta en un preciso y exhaustivo conocimiento de la mecánica que rige los cánones clásicos, este conocimiento no era más que el pretexto necesario para poder abordar nuevas soluciones espaciales, para lo que eso sí, acudió a los sistemas constructivos que mayor acomodo conceptual pudieran tener en una mal entendida *“tradición clásica española”*. Sus proyectos y edificios se manifiestan como procesos lógicos de la razón constructiva, convencido de que la forma que surge de tal proceso es un lenguaje y ese lenguaje debe ser inteligible.

La posible defensa de su arquitectura resulta desdeñada incluso por el discurso utilizado, en el es posible combinar frases y argumentos que mezclan componentes de arquitectura y sociedad, abordando conceptos de rearme patriótico, moral y cristiano del régimen.

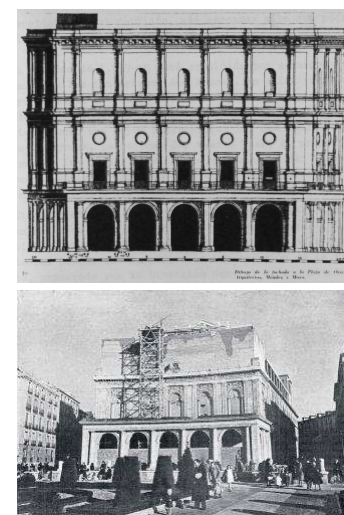


fig. 6.21.a | b Alzado de fachada a la Plaza de Oriente para la ampliación del Teatro Real, Madrid. 1941.

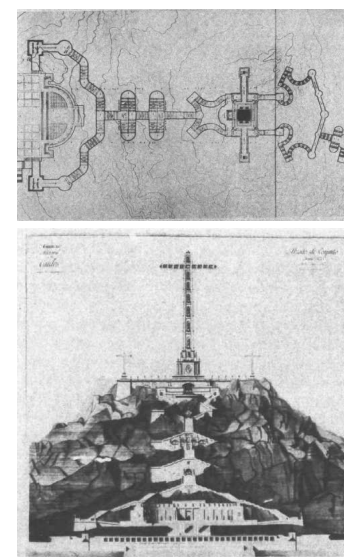


fig. 6.22.a | b Planos del proyecto original del Monumento Nacional a los Caídos, Valle de los Caídos, Madrid. 1941.

Esta rigidez de pensamiento hacen que su obra precise de un dogmatismo en el que se aúna construcción y razón, y de aquí nace su devoción por las soluciones constructivas tradicionales, razonando su uso en conceptos tales como los de eficiencia económica y en el rigor que exigía su práctica. En este sentido elabora su *“Bóvedas Tabicadas”* (1947), sistema constructivo por el que abogaba en base a las diferentes razones que pormenorizadamente desarrolla. La simple lectura del Preámbulo del mencionado texto resulta indicador de la naturaleza de su obra y de los requisitos “añadidos” que acompañaban a la ejecución de este sistema:

“Para que este método (bóvedas tabicadas) tenga aplicación económica, es necesario someterse a normas marcadas por la necesidad de respetar una estructura que debe ser lo más sencilla y clara posible. Esto impide las fantasías típicas del “hotelito”, sea de estilo pintoresco, más o menos regionalista, o de tipo cubista o judío. La construcción impone un orden y una dignidad semejantes a las que debían revestir las calles de Madrid en tiempo de Felipe II, según el plano de Teixeiras, o las que se ven todavía en algunos barrios felices de algunas poblaciones españolas; en ellos la sujeción a unas normas señaladas por la honrada construcción en madera (por lo general), ha puesto el sello de una variedad y nobleza como las que deseamos ahora”.

MOYA BLANCO, Luis

“Bóvedas tabicadas” (1947)

Dirección General de Arquitectura. Centro de Publicaciones, Ministerio de Fomento, (2000, 2ª ed.)



fig. 6.23. Construcción de una bóveda tabicada de tres roscas en la Universidad Laboral de Gijón. Luis Moya (1950).

depurando las ideas

En abril de 1951 se produce la visita de Alvar Aalto a nuestro país, que tanta influencia va a tener entonces y, con efectos retardados, en la década de los sesenta. Aalto impartió dos conferencias en Barcelona, que repitió en Madrid.

Se conserva el testimonio de los que le acompañaron en aquella estancia que nos hablan de la predilección de Aalto por el asentamiento natural de la arquitectura con la naturaleza, muy alabada por Luis Moya, de los materiales, y de su interés por nuestra humilde arquitectura popular.

Moya publica un reticente y crítico artículo sobre la arquitectura de F. L. Wright (marzo 1950) y dos entregas a la prestigiosa revista RNA (junio y julio de 1950) que titula *“Tradicionalistas, funcionalistas y otros”* y que ahora, transcurridos más de cincuenta años adquiere un valor testimonial de su insólita coherencia intelectual, pero que entonces se debió de leer ya como un conjunto de ideas definitivamente superadas.

Luis Moya se comenzaba a parecer así, en esos primeros años cincuenta, como un arquitecto de otra época, lo que realmente era cierto, pues se había producido un repentino cambio generacional. Los que lidiaban ahora con la modernidad, y más tarde con la vanguardia, no eran los arquitectos de la generación del 27, sino aquellos jóvenes que habían ido terminando la carrera en la década de los cuarenta, y que vinieron a configurar lo que se denominó como el Grupo de Madrid, o en el caso de Barcelona, el Grupo R, creado en 1951.

Moya ya no estaba en las coordenadas del transcurrir histórico de su arte. Además, sus encargos parecían propiciar una cierta retórica de las instituciones civiles y religiosas (universidades laborales, iglesias), siendo menos aptos para una renovación formal de su repertorio de soluciones. El primer fracaso se representa con la frialdad con la que fue acogida su propuesta para el concurso para la Catedral de San Salvador (1953), realizado con su amigo Joaquín Vaquero. Moya proyecta su Catedral en un estilo neocolonial, con una complicada planta y con alzados poco atractivos, todo ello coronado por una gran cúpula que, superando la de Gijón, alcanzaría los 40 por 33 metros. El proyecto no es bueno, y parece que Moya lo debe intuir, ya que en su artículo pasa de puntillas por los aspectos formales, mientras que se afana en exponer cómo su solución se justifica a partir de la técnica, la función y por un diseño gobernado por criterios sísmico resistentes.

En mayo de 1955 se concede el Premio Nacional de Arquitectura a Sáinz de Oiza y José L. Romaní con un proyecto de Capilla para el Camino de Santiago. Moya estuvo en el tribunal, y a tenor de lo que comenta en la sesión crítica sobre el Premio, parece que no entendió el proyecto y que tuvo muchas reticencias en la concesión, planteándose una serie de dudas sobre el carácter religioso del edificio (llegó a consultar a un teólogo dominico si podían otorgar el premio) que a sus compañeros, unánimes en las alabanzas, dejaron atónitos.

Frente a esta propuesta de arquitectura “religiosa” Moya pondera sus propias obras para la Universidad Laboral y Convento de las Clarisas en Zamora, a los que adjunta un último

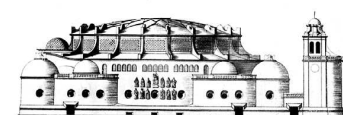


fig. 6.24.a | b Catedral de San Salvador. Plantas y alzado del Proyecto elaborado por Luis Moya y Joaquín Vaquero, en un estilo Neocolonial un poco alejado de las propuestas más avanzadas de su época.

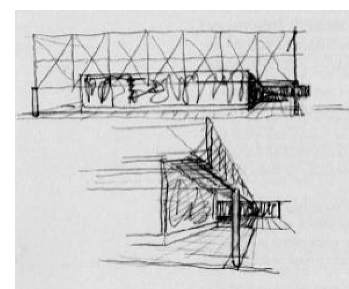
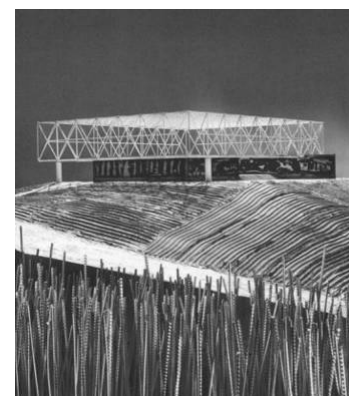


fig. 6.25.a | b Imagen original del Proyecto que prepararon Sáinz de Oiza, Romaní y Oteiza para la Capilla del Camino de Santiago. Premio Nacional de Arquitectura en 1955.

alegato en favor de la tradición, que empieza con esta sorprendente declaración: “*entrar en la secta funcionalista, o en la organicista, me parece un compromiso tan serio como enrolarse en la Legión...*”. Estos proyectos eran muy tardíos, y si cabe, mucho más historicistas que los de San Agustín y la Universidad de Gijón.

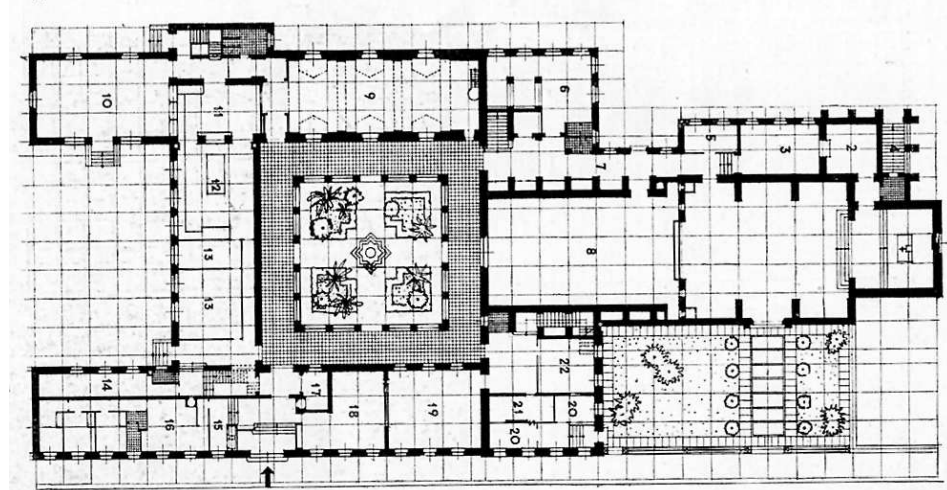


fig. 6.26.a | b Planta y fachada principal del Convento de Las Clarisas. Zamora. Luis Moya. (1954)

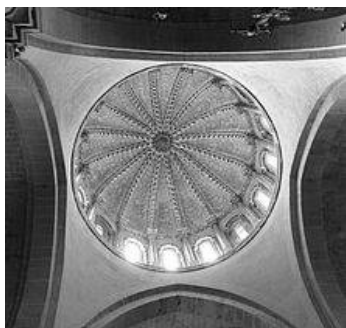


fig. 6.27.a | b Imagen de la Universidad Laboral de Zamora iniciada en 1954 cuando prácticamente se encontraban finalizadas las obras de la Universidad Laboral de Gijón.

Las Clarisas es una obra pequeña, de estética pintoresca y algo rancia, pero muy adecuada para el gusto de una comunidad de religiosas. La Universidad de Zamora es más ortodoxa con lo clásico, y en sus mejores partes parece recordar la elegancia compositiva de Juan de Villanueva y sus discípulos, si bien carece de la fantasía y la espectacularidad constructiva de las obras de Madrid y Gijón.

El contraste entre los proyectos de Zamora y el de la Capilla del Camino de Santiago, o con el proyecto de Marcel Breuer para la abadía benedictina de San Juan en Minnesota, otorga a los edificios de Moya un aspecto anacrónico, de cosa definitivamente superada.

En octubre de 1955, tras una visita al edificio, tuvo lugar la conocida sesión crítica sobre la Laboral de Gijón, en la que al final, tras agradecer las críticas de los asistentes, Luis Moya sólo pudo argumentar: *“Creo, sin embargo, que estáis alucinados con estas modas, que tan pronto pasan en nuestro tiempo, y más en nuestro país, donde todo depende de la publicidad en las revistas extranjeras que recibimos, más que de necesidades internas, sean materiales o espirituales [...] Así que aquí me parece muy justo que se haya querido un edificio concebido en la más noble arquitectura que se pudo hacer, la que corresponde al hombre-héroe del humanismo clásico y cristiano, en vez de la arquitectura del hombre-masa de nuestro mecanicismo”*. Moya utiliza frases y argumentos que pertenecían a una época también ya culminada, la del rearme patriótico, moral y cristiano del régimen.

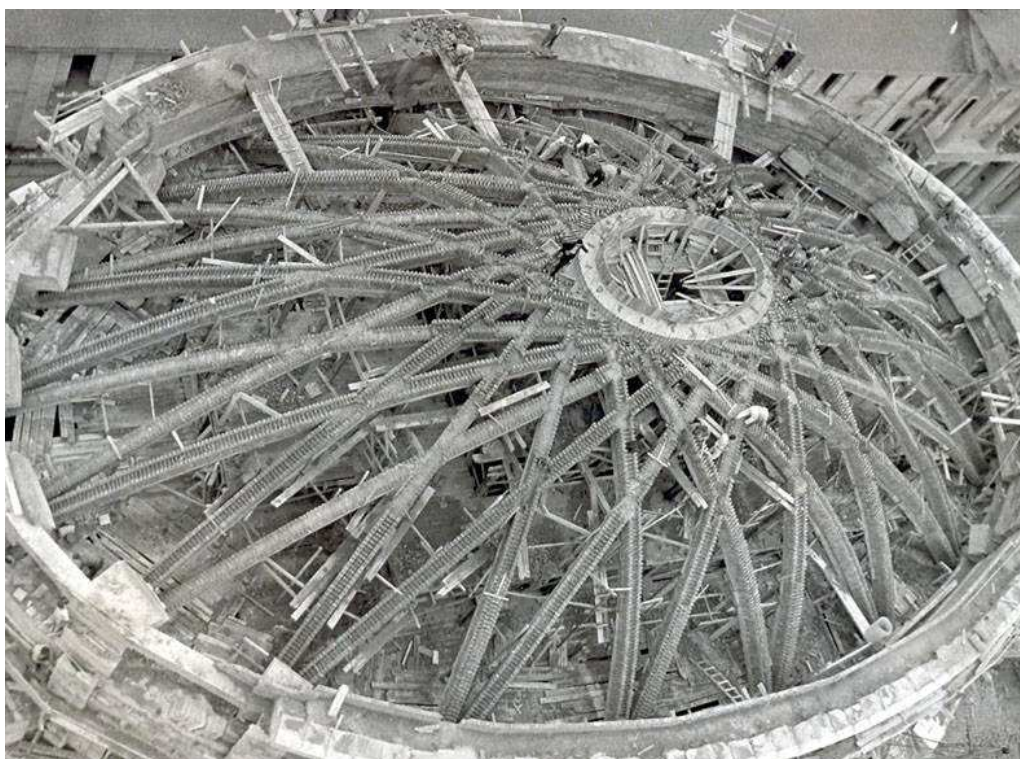


fig. 6.28 Construcción de la bóveda nervada de ladrillo en la Iglesia de la Universidad Laboral de Gijón. La planta elíptica, con ejes de dimensiones 38,40 metros por 24,00 metros, que se encuentra cubierta por una cúpula, que la “publicidad” se encargó de estimar con un peso de más de dos mil trescientas toneladas, montada sobre veinte pares de nervaduras de ladrillos cruzadas entre sí que sostienen la estructura principal. La altura desde el suelo hasta el arranque de los arcos de la cúpula es de veinticinco metros y de treinta y tres hasta el centro del óculo.

Año y medio después se formaría el gobierno de 1957, con el que se inicia la definitiva modernidad de nuestro país. Y con el nuevo gobierno no sólo cae Girón de Velasco, auténtico valedor de la obra de Luis Moya, y el sector más duro de la Falange, sino que el nuevo ministro de Trabajo ordena paralizar totalmente las obras de la Universidad de Gijón. Luego vendrían los ajustes de cuentas dentro de los dos sectores falangistas del régimen, el juicio por una supuesta malversación de fondos en las obras de la Laboral (en el que se intentaba implicar a Girón), el dictamen favorable de la comisión técnica que inspecciona y valora la obra ejecutada, y el sobreseimiento del caso. Aunque no se detectó ninguna irregularidad, el



fig. 6.29.a|b|c Comparaciones entre la maqueta del Proyecto, los resultados del patio central y la “città ideale” de Francesco di Giorgio (1502).

El Clasicismo formal del Proyecto para la Universidad Laboral alcanza límites de precisión historicista como el que queda patente en estas imágenes.

edificio quedó marcado para siempre por estas acusaciones, y sobre él cayó la sospecha, el descrédito y, por último, el olvido. Luis Moya se refugiaría en su silencio y pocas veces quiso hablar de su utopía arquitectónica.

A partir de entonces la postura de Luis Moya en sus artículos es mucho más reservada, más centrada en un análisis menos comprometido de arquitectura, comenzando a publicar con mayor continuidad en el Boletín de la Real Academia de San Fernando, institución que le había nombrado académico de número en 1953.

De hecho, el único ensayo combativo en los dos siguientes años son sus palabras en una sesión crítica sobre Le Corbusier (julio 1958), en la que una vez más insiste en su visión negativa de sus ideas —“*todo ello es flojo, mediocre*”— y de su concreción arquitectónica, pero reconociendo, a su pesar, que lo que Le Corbusier había escrito en 1923 en *Vers une Architecture* —su idea del hombre, de la sociedad, de la ciudad y de la arquitectura— habían triunfado por todas partes. Tal parece que lo único que salva de su trayectoria es la Capilla de Ronchamp.



fig. 6.30.a | b Imágenes de la Iglesia de Sta. María del Pilar, en el Barrio del Niño Jesús de Madrid (1963-1965).

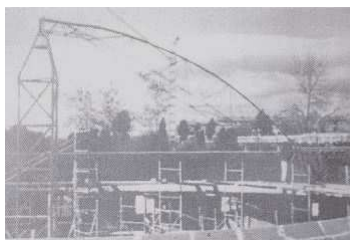
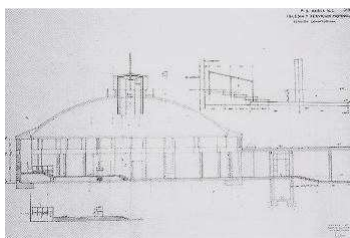


fig. 6.31.a | b Plano sección y proceso de construcción de la cúpula mediante una guía metálica giratoria que define el meridiano generador. Sta. María Madre de la Iglesia, en el Barrio de Carabanchel de Madrid.

Las sesiones críticas de arquitectura sobre Gijón y especialmente la “rancia” solución aplicada en el Teatro Real (así la calificaron Miguel Fisac y Sainz de Oiza), junto con el proyecto de San Salvador, en el que intenta plasmar sus ideales de la tradición viva de las formas aplicadas a un país ajeno al nuestro, Moya se percató al fin de que el camino que con tanto celo había defendido le llevaba a ninguna parte. Este fracaso y la revisión de las soluciones ofrecidas por otros arquitectos, le llevaron a reconsiderar su postura. El abandono del lenguaje formal clásico que experimentó su arquitectura en los años sesenta posibilita que, rompiendo el esquema constructivo de sus cúpulas (hasta aquí evolucionado de manera exponencial), emprendiera muy diferentes caminos (la etapa moderna), en que, sin embargo, no abandonaría la práctica de las bóvedas tabicadas.

Comienza un camino de renovación, jalonado por unas obras que, sin pretender entroncar con una vanguardia que no compartía, son dignas de un verdadero maestro: la iglesia de Torrelavega (1956), la casa de Pedro Valdivia (1957), la Capilla del Colegio de Nuestra Señora del Pilar (1959). La Iglesia de Sta. María del Pilar (1963-1965) en el barrio del Niño Jesús (Madrid) da comienzo a esta nueva etapa. La nueva concepción de este espacio litúrgico se acompaña de un renovado uso de la bóveda tabicada: bajo la influencia de las bóvedas-membrana de hormigón armado, construye un gran paraboloides reglado que unifica una planta de forma octogonal y define por entero el espacio. Con este ejercicio, culmen de un proceso de investigación y dominio de las técnicas constructivas de las bóvedas con materiales cerámicos, consigue, con construcción sumamente sencilla, una limpia conjunción de métodos moderno (hormigón armado), con el oficio tradicional de la albañilería.

La fidelidad de Moya al sistema de bóvedas tabicadas supuso que, entrando ya en la década de los años 60, en condiciones muy diferentes a las que promulgaron su uso en la posguerra, prosiguiera en su investigación con nuevos resultados. En la Iglesia de Sta. María Madre de la Iglesia (1966-1969), en Carabanchel, realizó un postrero ejercicio con bóvedas tabicadas. La cúpula retomando la planta circular de 24 m. de diámetro está constituida por casquete esférico de cuatro tableros de rasilla, construida con la ayuda de una ligera guía metálica giratoria. Sigue interesado en demostrar la validez “actual” de este sistema constructivo, que siguió el control de técnicos del Instituto Eduardo Torroja y de un equipo norteamericano.

Curiosamente en este mismo recinto se encuentra una de las primeras cúpulas que Moya levantó 25 años antes (Escolasticado Marainista de Carabanchel), de tal manera que es posible apreciar el proceso de continua búsqueda de la técnica del sistema de bóvedas tabicadas. Por encima de las aparentes diferencias de lenguaje formal entre ambas queda registrado el invariante argumento constructivo de su arquitectura:

“desarrollo lógico de una construcción uniforme sin otra variación que los adjetivos que interpone el tiempo sobre el espacio”

FERNÁNDEZ ALBA, Antonio

“Luis Moya Blanco. Maestro en el Recuerdo”.

Las nuevas experiencias de los más destacados ingenieros y arquitectos españoles pronto comienza a derivar con experiencias que aún manteniendo los conceptos formales que corresponden a las bóvedas tabicadas, comienzan a implementar nuevos materiales como el hormigón armado. Autores como Miguel Fisac o Eduardo Torroja que de una u otra manera comenzaron su labor profesional contemplando el uso de este sistema, pronto abogarán por el empleo masivo de las nuevas cáscaras de hormigón, con las que alcanzan su mayor reconocimiento.

La Iglesia de Pont de Suert en Lérida (1954) constituye uno de los pocos estudios de Eduardo Torroja sobre bóvedas de ladrillo. Su propuesta de armado enlaza directamente con las posteriores soluciones aportadas por Eladio Dieste. Desarrolla cerramientos y bóvedas de ladrillo-rasilla armado. Con respecto a las bóvedas propone una solución de tres capas de ladrillo, tomando la primera con yeso e incorporando una armadura ligera en el revestimiento exterior de la bóveda conformada por barras lisas. De esta experiencia conluye que estas barras de armado podrían ser colocadas en otros lugares de la fábrica dotándola de una desconocida resistencia a flexión. Por razones desconocidas nunca volvió a emplear el mismo sistema en otras obras, tal vez debido a que la progresiva pérdida de oficio por parte de los trabajadores pusiera en duda la efectividad del sistema.

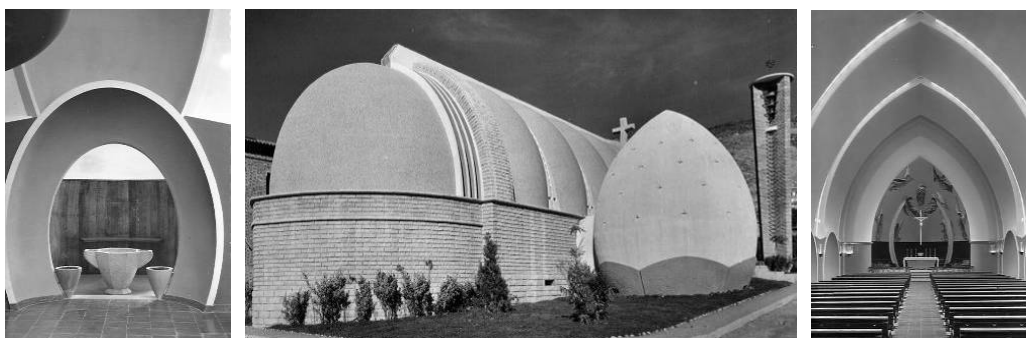


fig. 6.32.a | b | c

En la iglesia de Pont de Suert establece una serie de diez láminas idénticas, situándolas dos a dos según el eje longitudinal de la nave. Las formas de estas láminas asemejan a “conchas” a las que se adosan unos nichos en forma de semielipsoides, en los cuales se ubican otros elementos auxiliares como una pila de agua bendita, confesionarios,.... La capilla del Santísimo se conforma por una superficie de generatriz curva plana que contrasta con la forma general. La cubierta llega a alcanzar espesores mínimos de 3 cm. determinada por un senoide en sentido transversal que recorre en sentido longitudinal dos arcos de elipse, de forma que la senoide varía de forma progresiva su sección.

TORROJA, Eduardo

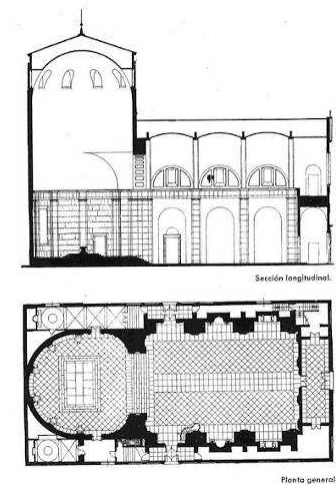


fig. 6.33.a | b Uno de los primeros proyectos de Miguel Fisac es la Iglesia del Espíritu Santo. Madrid, 1942

FISAC SERNA, Miguel



fig. 6.34.a | b Algunas de las posteriores actuaciones de Miguel Fisac, como la Escuela Universitaria de Estadística de Madrid construido entre los años 1952 y 1955, y del Centro de Estudios Hidrográficos (CEDEX) de Madrid del año 1963.

FISAC SERNA, Miguel

Tal vez el mayor exponente de esta nueva línea de trabajo sea la completa obra de Félix Candela, coetáneo de los anteriores y fascinado por la teoría estructural, la geometría analítica, la trigonometría y las estructuras de cáscaras. Tras graduarse en 1935, se unió a las fuerzas republicanas en la Guerra Civil Española, y en 1939 fue encarcelado y deportado a México. Allí retomó sus experimentos con cáscaras. La normativa mejicana, menos restrictiva que la española, le facilitó estos ensayos. Empleó el hormigón en aplicaciones en cáscaras extremadamente delgadas resaltando así el concepto de que la resistencia estructural procedía de la forma y no de la masa. Ejemplo de esto es el paraboloide hiperbólico del Pabellón para el Estudio de los Rayos Cósmicos en la Universidad de México (1952), donde la cubierta tenía un espesor de tan sólo 1,5 cm. Sus más de 900 cáscaras construidas resultaron ser económicas y estéticamente agradables, y se aplicaron a viviendas unifamiliares de bajo coste, iglesias, restaurantes e incluso estaciones de televisión.



fig. 6.35.a | b Fotografías del Restaurante Los Manantiales, en Xochimilco, México (1958-1959) y a la derecha imagen de la Capilla de Palmira, en Cuernavaca, México (1959)

CANDELA, Félix

epílogo internacional

La bóveda catalana, tan congénita en su tierra como el algarrobo de sus campos y tan maravillosa en sus realizaciones, que difícilmente alcanzan los actuales conocimientos teóricos a explicar y medir su fenómeno resistente, genialmente intuido por constructores desaparecidos bajo la tierra con que fabricaron sus ladrillos hace siglos.

TORROJA MIRET, Eduardo

Filosofía de las Estructuras (1958)

Ya nos hemos referido al interés que suscitó el sistema de bóvedas tabicadas en Le Corbusier a partir de la visita que realizó a Barcelona en 1928 y, especialmente a raíz del contacto personal con Sert y de su aplicación en la Casa Jaoul (París, 1955). El arquitecto James Stirling señaló esta obra como “esencialmente exótica y antiurbana, con volúmenes interiores parecidos a una cueva, antimecanicista, tradicionalista y ligada a la tierra” (Garches to Jaoul. “The architectural review”. 1955). Estas ideas remarcaban muy bien la situación de una gran parte de los arquitectos europeos y norteamericanos, que rechazaban cualquier “cosa” que no encajase con unos ideales de progreso y modernidad rígidamente definidos y que necesariamente habrían de venir de novedosos avances tecnológicos.

En este espacio vencen las soluciones de hormigón armado, desarrolladas en la década de los años 20 en Alemania, a partir de los trabajos de Walter Bowersfeld, y en el ámbito español Eduardo Torroja y Félix Candela (emigrado) emplearon a partir de la década de los 50 del siglo XX las cáscaras de hormigón armado desarrollando una arquitectura de nueva expresividad. Ellos evidentemente sí conocían y se inspiraron en las técnicas de abovedamiento “catalanas”.

Pero si queremos buscar una zona de influencia geográfica sobre la que realmente el desarrollo formal de las bóvedas tabicadas haya encontrado un último refugio, esta es, sin duda el sur del continente americano. A pesar de la innegable acción “propagandista” de la familia Guastavino, y de sus innumerables éxitos constructivos, el empleo de las bóvedas de fábrica en Estados Unidos desaparece en torno a la década de los años 50 del siglo XX, y aunque la empresa Guastavino Co. se mantiene viva hasta 1962, sus principales trabajos se concentran en el aporte y desarrollo de soluciones materiales tales como los productos cerámicos de propiedades mejoradas, aislantes, ...

Parece lógico pensar que ya desde la primera llegada a América de constructores y “arquitectos” de la península, en el siglo XVI, las tradiciones de la construcción española (y portuguesa) pasarán, de forma paulatina, a formar parte del catálogo de soluciones disponibles en el nuevo mundo y acabaran, incluso, integrándose de forma activa en las

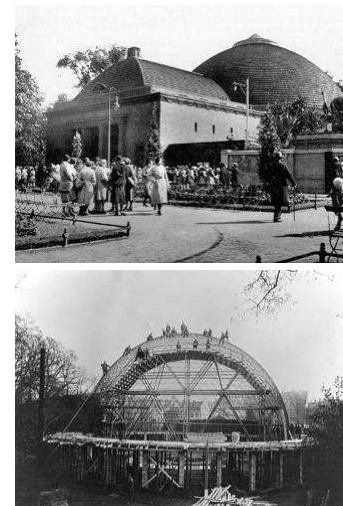


fig. 6.36.a | b Planetario de Berlín, 1924.

El planetario concebido por Walther Bowersfeld es considerado el primer domo geodésico, basado en un icosaedro de 16 metros de lado y con un total de 3480 lados. Sus propuestas fueron directamente recogidas por Buckminster Fuller.

BAUERSFELD, Walther

arquitecturas vernáculas de ciertas zonas del sur. Se ha documentado como en tiempos de Diego de Porres (1677-1741) circulaban en Guatemala copias de tratados de construcción españoles, entre ellos el *Arte y Uso de Arquitectura*, de Fray Lorenzo de San Nicolás, en el que se hace descripción de la técnica para construir bóvedas de este tipo.

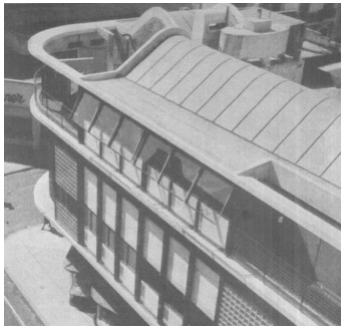
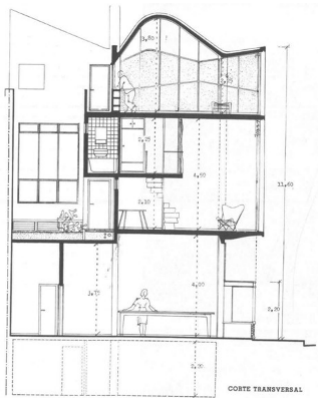


fig. 6.38.a|b|c Ateliers entre las calles Paraguay y Suipacha del año 1939.

BONET, Antoni, BARROS, Vera y
LOPEZ CHAS, Abel



fig. 6.37. En parte de las ruinas del Convento de las Capuchinas (Iglesia de Nuestra Señora del Pilar de Zaragoza) se observa el sistema constructivo de bóveda fabricada. (1725-1731).

DIEGO de PORRES
Arquitecto Mayor de la Ciudad de Antigua Guatemala

Buenos Aires y la Escuela de Tucumán

Antoni Bonet, tras su colaboración en el Estudio de Le Corbusier, no deseaba volver a la España de posguerra, y se establece en Buenos Aires junto con los argentinos Ferrari y Kurchan, generando una serie de proyectos en los que emplea diferentes soluciones abovedadas, colaborando en el análisis estructural con Eladio Dieste. Esta colaboración que nace de uno de sus primeros proyectos para la capital del Plata (los Ateliers entre las calles Paraguay y Suipacha de 1939).

Formado por los maestros para dar una respuesta atórica en su nueva situación profesional, Bonet y otros arquitectos que trabajaban en Argentina fundaron el Grupo Austral, lanzando un manifiesto denominado “*Voluntad y Acción*” que fue publicado en la revista “*Nuestra Arquitectura*” en 1939. Entre sus principales propuestas estaba la necesidad de inspirarse en las artes plásticas modernas así como en la conveniencia de una formación arquitectónica funcionalista opuesta a la conservadora educación académica. Sus propuesta se situaban dentro de la “nueva” tradición como Wright, Gaudí, Perret o Le Courbusier, pero también eran entendedores de la tradición de la construcción “rural”.

Toda esta ideología enraizaba directamente por el uso de una arquitectura que respetara la naturaleza y las leyes físicas. Claro está la bóveda tabicada suponía el triunfo de la eficiencia formal con el empleo de materiales naturales y reciclables. A partir de estas propuestas surgen las primeras obras como puede ser el ya citado Atelier, o las casas de Martínez (Buenos Aires, 1940) en la que comparte el uso de bóvedas de cañón de hormigón armado. La referencias más interesantes que aporta resultan el centro turístico de Punta Ballena (Uruguay, 1945) y especialmente la conocida como casa Berlingieri (1946-1947) en el que de nuevo Bonet encuentra una ideal colaboración con Eladio Dieste.

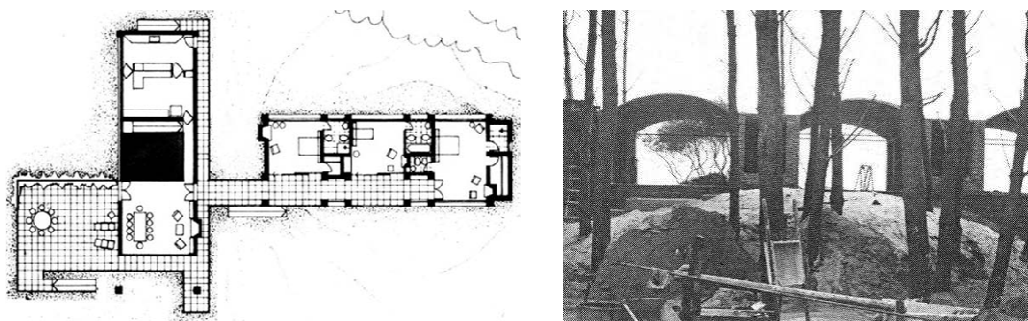


fig. 6.39.a | b La Casa Berlingieri (1947) se caracteriza por el sistemático empleo de la bóveda tabicada que termina configurando la volumetría general tanto de los espacios interiores como de la imagen exterior de la construcción.

BONET, Antoni

Estas ideas propuestas por el grupo Austral son recogidas directamente por Eduardo Sacriste fundador junto a Vivanco y Caminos del Instituto de Arquitectura y Urbanismo de Tucuman (Escuela de Arquitectura de Tucuman). Desde este estamento se impulsa las ideas del movimiento moderno con estudiantes de prestigio como Eduardo Larran o Cesar Pelli.

Sacriste se interesó por la arquitectura moderna, pero también fue notable su preocupación por las tradiciones arquitectónicas. Acumuló un considerable conocimiento de la construcción vernácula a nivel mundial, que demostró en el estupendo Casas y Templos. Ese conocimiento le permitió diseñar sus propias construcciones con elementos tomados de tradiciones propias y ajenas empleando siempre el sistema más eficaz de entre su amplia paleta técnica. Muestra de ello son sus edificios más conocidos, y también sus escritos, como “Huellas de Edificios” (1962) o “Charlas a Principiantes” (1961). Por lo que toca a la construcción abovedada, es coautor de “Viviendas con Bóvedas” (1977).

Partiendo de esta compleja amalgama de influencias, que iban desde la tradición local a la modernidad más avanzada, Eduardo Sacriste y su entorno desarrollaron un lenguaje arquitectónico propio. Un lenguaje basado en la bóveda tabicada, más o menos evolucionada. Un lenguaje que emplearon, sobre todo, en la construcción de viviendas. Este lenguaje se basaba en una serie de invariantes.

Por lo general las viviendas, aisladas, de una única planta, se modulaban en sucesivas crujeas abovedadas, organizadas en paralelo, de forma que cada cruja recogía los empujes generados por la siguiente; en las crujeas laterales, la estabilidad del conjunto se conseguía mediante contrafuertes, tirantes y vigas de hormigón armado.

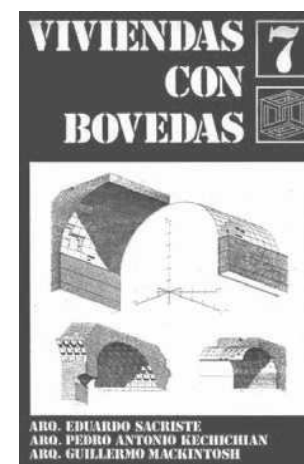


fig. 6.40. “Viviendas con Bóvedas”, 1977.

SACRISTE, E., KECHICHIAN, P.A., y
MACKINTOSH, G.

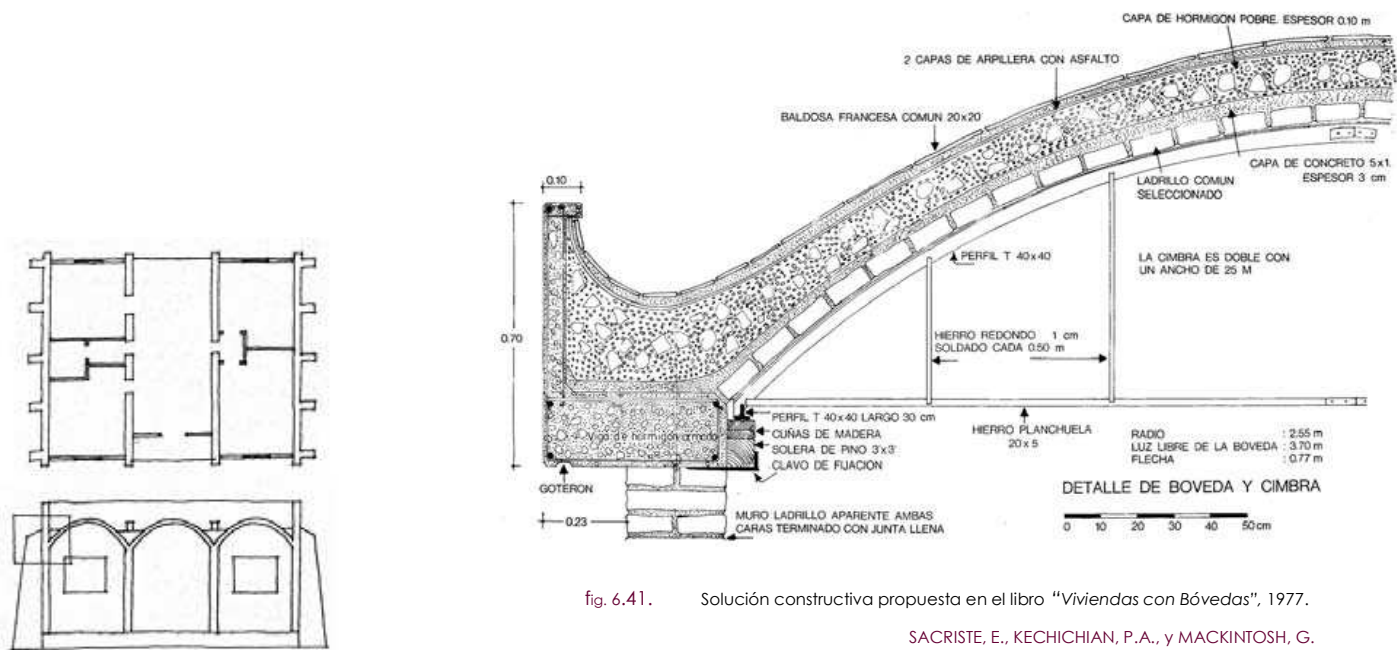


fig. 6.41. Solución constructiva propuesta en el libro “Viviendas con Bóvedas”, 1977.

SACRISTE, E., KECHICHIAN, P.A., y MACKINTOSH, G.

Las bóvedas (al principio tabicadas, de ladrillo y mortero, sin ningún tipo de armado) apoyaban en gruesos muros paralelos de fábrica, aligerados por huecos adintelados. La mayor parte de estas bóvedas se construyó sobre pequeñas cimbras correderas (si bien en “Viviendas con bóvedas” se menciona la posibilidad de construir bóvedas tabicadas al aire, en la descripción de la construcción de cada vivienda siempre se detalla el tipo de cimbra utilizado, casi siempre con doble rosca, o con rosca sencilla y una capa de hormigón de entre 5 y 7 centímetros (y sólo ocasionalmente con el macizado de hormigón que Le Corbusier empleó en sus construcciones). Las bóvedas se cubrían, directamente, con diferentes soluciones de impermeabilización, desde la arpillera con asfalto hasta la cubierta verde.

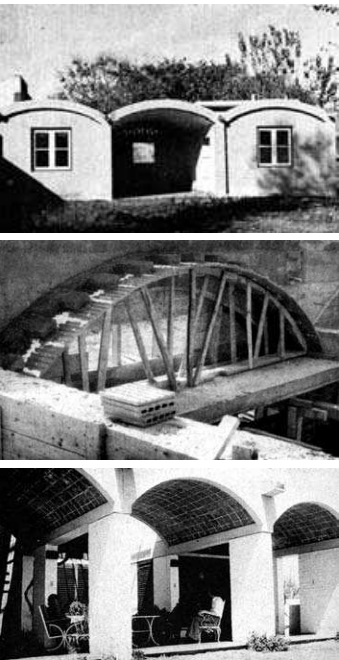


fig. 6.43.a|b|c|d Propuesta experimentales de Eduardo Sacriste en San Miguel de Tucumán (1948), y en la Casa “A” Clérico Hermanos en Salta, (1958)

SACRISTE, Eduardo

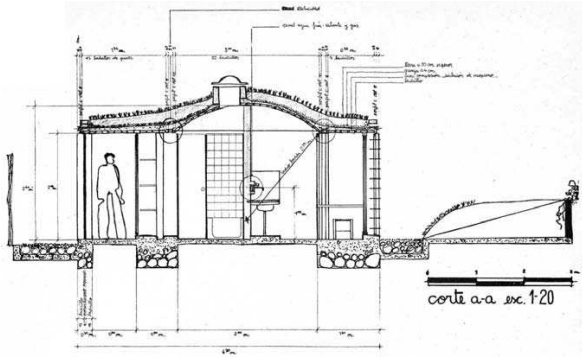


fig. 6.42. Sección detallada y vista de la construcción de la Casa Gigli. Tucumán (1965)

L. GIGLI.



Con todo, tal vez el principal rasgo común a todos estos edificios no fuera de orden formal, sino funcional. Las viviendas levantadas por esta generación de arquitectos pretendieron ser, por encima de todo, construcciones eficaces, tanto en lo funcional como en lo económico. El empleo de bóvedas tabicadas no fue nunca una decisión de carácter estético; eran tan sólo una solución razonable (una entre muchas; otras construcciones contemporáneas de los mismos arquitectos empleaban soluciones distintas) que permitía resolver, de un modo eficaz, determinados problemas constructivos.

Heredera de esta experiencia podemos citar la obra de Rogelio Salmona, con ejemplos tan recientes como la casa Sotará (Tenjo, Bogotá, 1989) compuesta por un conjunto de pabellones abovedados enlazados entre sí a través de un patio central o deambulatorio que los une.

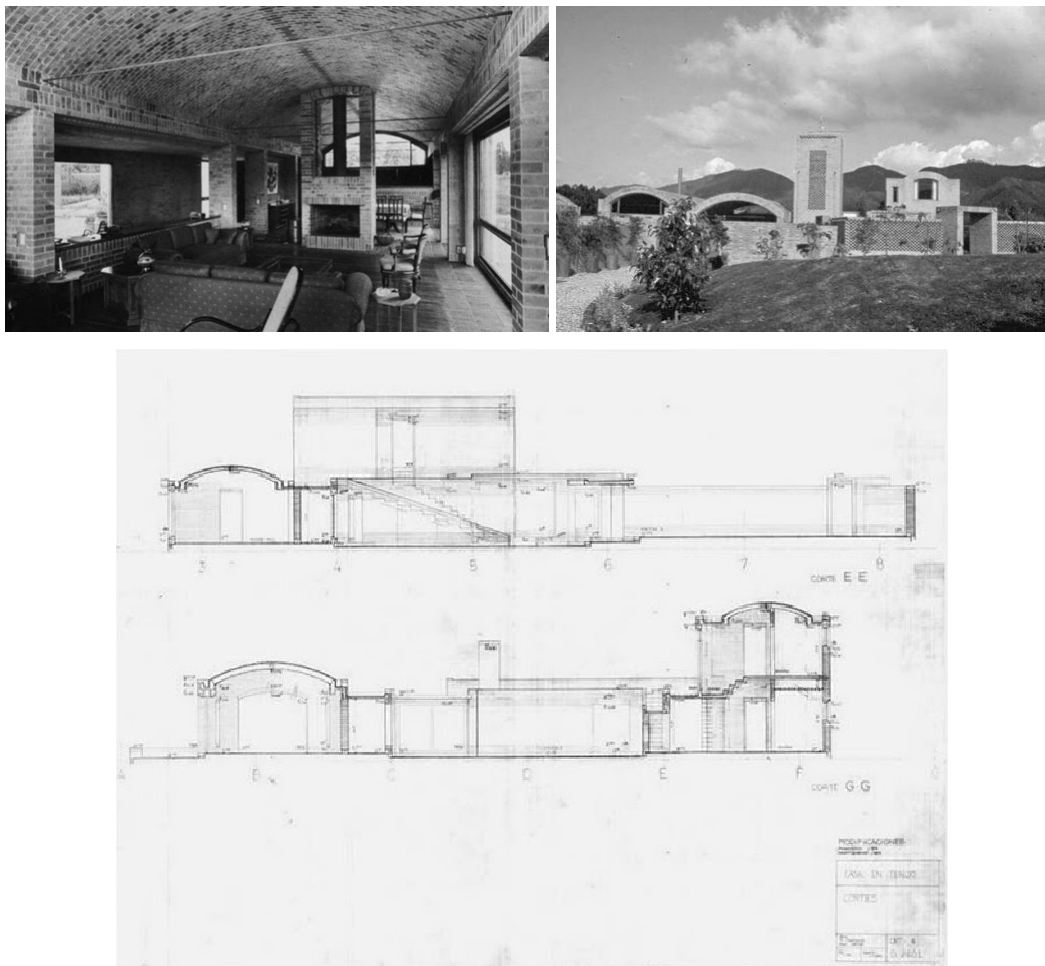


fig. 6.44.a | b | c. Imágenes de la Casa Sotará en Tenjo, Bogotá (1989).

SALMONA, Rogelio

la incursión cubana

Quizás el más espectacular intento de utilizar el sistema de abovedamiento tabicado como símbolo político y cultural se dio en Cuba tras la revolución. En 1959 Fidel Castro y el Che Guevara decidieron construir un grupo de nuevas escuelas de arte. Las Escuelas Nacionales de Arte, en el lugar que había sido un prestigioso club de golf cubano. Castro en persona encargó al joven arquitecto Ricardo Porro (1925) la construcción. Porro, que había estudiado en La Habana y París, admiraba los expresivos últimos trabajos de Le Corbusier. Junto con dos amigos italianos, Vittorio Garatti y Roberto Gottardi, comenzó el diseño en 1961, tan solo unos días después del incidente de Bahía Cochinos. Porro asumió la dirección general del proyecto de las escuelas de danza moderna y artes plásticas, Roberto Gottardi proyectó la escuela de arte dramático y Vittorio Garatti la de música y ballet. Con la aprobación de Castro, Porro escogió las bóvedas tabicadas como sistema estructural principal. Su coste era asumible y permitía una inusual expresividad que podía servir como símbolo de la joven revolución cubana. Todos los edificios explotaron las posibilidades del material produciendo agrupaciones de cúpulas y secuencias de bóvedas de cañón. La manera en que estos edificios abordaron problemas urbanísticos y espaciales al tiempo que respondían al paisaje circundante hacen de este complejo una de las creaciones arquitectónicas más importantes de comienzos de la década de los años 60.



fig. 6.46.a | b "Escuela Nacional de Arte", 1960.
PORRO, R., GARATTI, V., y GOTTARDI, R.



fig. 6.45. a | b "Escuela Nacional de Arte", 1960.
PORRO, R., GARATTI, V., y GOTTARDI, R.

El éxito de todo el proyecto dependió de un albañil catalán, "Gumersindo", cuya familia tenía gran experiencia en la construcción de bóvedas tabicadas, habiendo trabajado su padre con Antonio Gaudí. A pesar de la supuesta experiencia fue necesario construir unas bóvedas de muestra con las que justificar la adecuada solución a los requerimientos del proyecto. Los trabajos se iniciaron con gran rapidez pero la posterior crisis política del año 1962 obligó a relentizar e incluso paralizar completamente las obras. Las obras fueron finalmente terminadas e inauguradas en sucesivas fases, aunque nunca llegó a completarse el proyecto previsto. Curiosamente las nuevas ideas socialistas entendían que una actividad artesanal y que tanto primaba el oficio de los trabajadores resultaba un instrumento "individualista" opuesto a las nuevas ideas de trabajo científico y eficiente.

Eladio Dieste

“(…) en Punta Ballena, se había pensado en una solución de bóvedas según unas obras que Bonet había hecho en Buenos Aires. Y eran muy poco racionales, entonces yo le dije por qué no hacíamos una bóveda de ladrillos, porque la obra lo pedía plásticamente (…)

El me dijo que estaba de acuerdo, pero que la veía muy pesada, ya que estaba pensando en ladrillos colocados parados, como se hace en los arcos; entonces le dije: no, una cáscara de ladrillo (…)

Y bueno, la hicimos, y después me acuerdo que el constructor no la quería hacer y tampoco la quería cobrar, y después no quería meterse abajo; tenía una desconfianza muy grande”.

DIESTE, Eladio

Entrevista realizada en junio de 1995 por los arquitectos Folle y Gaeta en “Elarqa” número 15.

A partir de su colaboración con Antonio Bonet, Eladio Dieste empieza a intuir nuevas posibilidades para las bóvedas de fábrica. Desde la ejecución de los “Ateliers entre las calles de Paraguay y Suipacha” (1945) el ingeniero uruguayo se decide a utilizar un refuerzo con acero que sea capaz de dotar a las cubiertas sugeridas por Bonet de la capacidad a flexión que necesitaba el exceso de verticalidad de su diseño. Descubre la posibilidad de que el “material” admita ciertas tracciones e investiga en la relación entre forma y material.

Ya desde mi época de estudiante en la Facultad, me di cuenta de que la forma me hablaba.

Además de “decirme”, me ayudaba o me guiaba a resolver el aspecto estático y resistente de un problema estructural. Tenía una especie de turbación o inquietud mientras no conseguía una forma que me tranquilizara.

Sólo entonces podía encarar el cálculo en su aspecto matemático. Naturalmente no son éstas, etapas separadas sino coexistentes e interactuantes.

“La Sensibilidad de la Técnica”

Dieste continúa trabajando en proyectos de membranas fundamentalmente para la construcción industrial, pero pronto advierte las grandes posibilidades del nuevo sistema, frente a los costosos procedimientos del hormigón armado, que le hacían depender casi por completo de tecnologías foráneas. Realiza bóvedas de grandes luces basándose en el recurso del pretensado, que muy pocos habían utilizado antes, para corregir el pequeño gran defecto de la fisuración. Los anteriores constructores usaron la cerámica como elemento siempre comprimido, ayudado por tirantes y zunchos o no. Dieste da un salto cualitativo importante en la medida de prescindir del problema de la fisuración al pretensar. La cerámica postensada, después de un aqulitado estudio analítico puede usarse en grandes dimensiones, ya que las tensiones a las que llega no son grandes y el acero envainado por las isóbaras de tracción en la lámina resuelve el tradicional problema de las tracciones no deseadas. En 1959, se decide a presentar su patente para bóvedas de doble curvatura con piezas de cerámica armada.

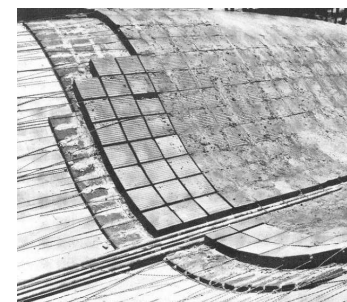


fig. 6.47. Construcción de la cubierta ondulada de la Iglesia de la Atlántida con las piezas en retícula y el armado homogéneo, dejando un espacio para incorporar el armado del tirante. (1958)

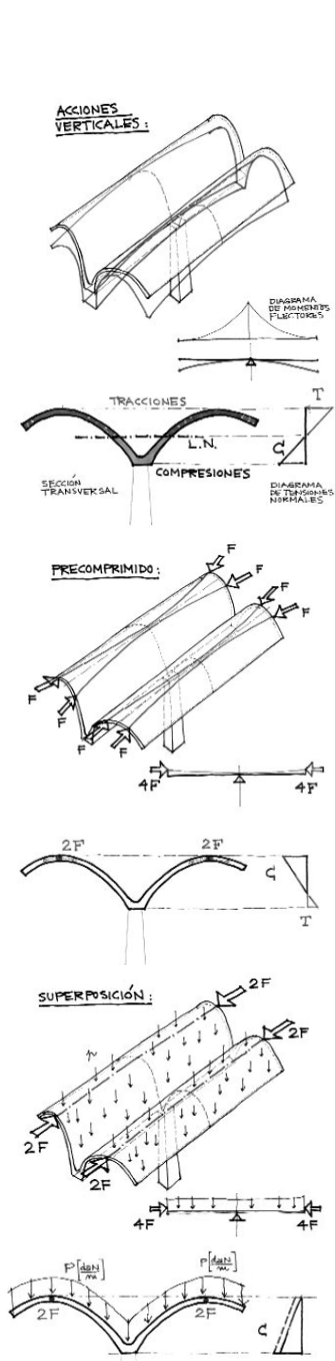


fig. 6.49.a|b|c. Comportamiento estructural
DIESTE, Eladio

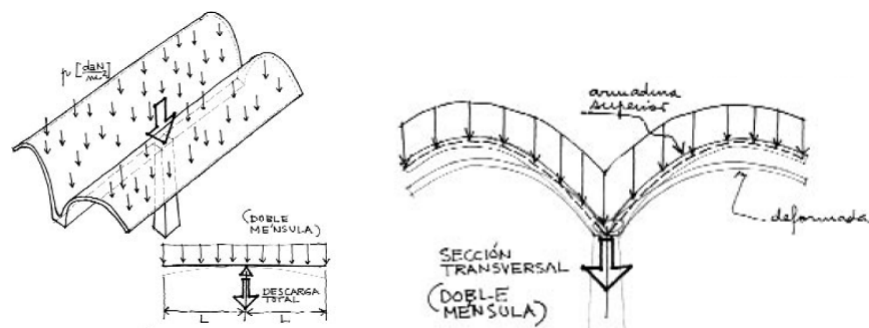


fig. 6.48.a|b|c. Principios de Trabajo y Comportamiento estructural.
DIESTE, Eladio

Esta línea que parece única en el tiempo también fue investigada por Eduardo Torroja quien la utilizó, como hemos visto, en su Iglesia de Pont de Suert en Lérida (1954), cerramientos y bóvedas de ladrillo-rasilla armado. Torroja dispuso tres capas de ladrillo, tomando la primera con yeso e incorporando una armadura ligera en el revestimiento exterior de la bóveda, pero advirtiendo que estas barras lisas podrían colocarse sin problemas en otros lugares de la fábrica. Por razones desconocidas, nunca más volvió a emplear el mismo sistema en otras obras, tal vez debido a la progresiva pérdida trabajadores cualificados la que le disuadió de continuar.

la innovación constructiva de las bóvedas autoportantes

Las singulares obras de Dieste sólo pueden entenderse a partir de los saltos técnicos que realiza en la obra de fábrica, y que para poderlos asumir, hay que ser capaz de dejar de lado los conocimientos previos adquiridos sobre la construcción tradicional de las fábricas y sus materiales. La “trabazón” ha sido indispensable entre las piezas de toda obra de fábrica, para lograr su estabilidad, lo que se obtiene contrapeando las piezas de sucesivas hiladas entre sí, evitando en todo momento dejar en continuidad llagas verticales.

El “aparejo” se constituyó como una determinada manera fiable, segura y constante, de lograr la “trabazón” entre sus piezas, generándose con ello un patrón constructivo característico de “cada tipo de aparejo y lugar” (aparejo inglés en cruz, aparejo belga, aparejo a tizón, a la española, etc.). La concienzuda colocación tradicional de los ladrillos trabándolos entre sí, manteniendo un determinado aparejo en la obra de fábrica, desaparece totalmente en la arquitectura de Dieste, ya que de forma reflexiva, éste añade a la misma un nuevo componente, el acero, en barras o alambres, que incorpora de forma regular y homogénea en el conjunto de la fábrica.

Para ello, Dieste dispone en todas sus obras, cuando le conviene, las piezas sin contrapear ni aparejar, lo que genera una retícula bidireccional entre las piezas, donde poder ubicar los

alambres o barras de acero, entretejiendo la fábrica en todo su conjunto con un material dúctil, en vez de trabar sus piezas. Todo ello le permite a Dieste crear la que él denomina “cerámica estructural”, donde varía la proporción de armado en función de la ductilidad conjunta que desee generar en la fábrica o de las necesidades tensionales locales que se requieran para los atirantados o postensados, según cuál sea la tipología estructural que esté construyendo

La actitud corriente, incluso para algunos buenos ingenieros era la de suponer que la ingeniería estructural era una especie de técnica absoluta, ...lo que es evidentemente falso; el número de parámetros es demasiado grande.

Por eso, proyectar y construir es un arte. Comprendía que era necesaria una actitud más integradora, un pensamiento global para resolver bien... lo arquitectónico y lo estructural.

“La Sensibilidad de la Técnica”

La ventaja de la “cerámica estructural” frente al hormigón armado, está en que al existir muy poco mortero de relleno en la retícula de las juntas entre los ladrillos, se disminuye mucho el tiempo del “tirado”, pudiendo desencofrar en sólo 14 horas (no días, como erróneamente se pudiera pensar), agilizándose con ello enormemente la velocidad de ejecución de las obras, e incidiendo muy positivamente en la economía global de la edificación, incluso cuando se emplee mucha mano de obra en la albañilería, aunque sin cualificar.

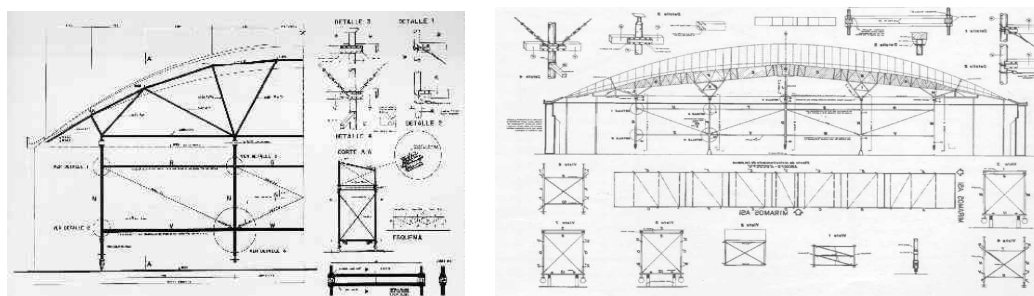


fig. 6.50. a | b. Planos originales de la obra de la cubierta de los depósitos portuarios de Montevideo, donde Dieste perfecciona la geometría de las bóvedas, alcanzando luces próximas a los 50 m., con una lámina de 10+2 cm. de espesor.

Con la ventaja de no tener que emplear el aparejo en estas obras, donde el armado está dispuesto en retícula generando la trabazón entre las piezas de ladrillo, ofreciéndoles ductilidad, se añade la posibilidad de poder generar superficies regladas debidamente armadas bidireccionalmente, siguiendo las ondulaciones propias de las curvaturas de este tipo de superficies, y con mucha mayor ligereza que si fueran macizas de hormigón.

En consecuencia, los encofrados empleados en la obra de Dieste, son mucho más ligeros que los requeridos para el hormigón armado, y además ofrecen una reutilización mucho más rápida y económica. No sólo se piensa en la economía del “acabado” sino también en la eficiencia constructiva del sistema.

Las construcciones mencionadas responden a un tipo estructural muy frecuente en la obra de Dieste basado en las llamadas bóvedas autoportantes. Se trata de un procedimiento constructivo sin duda más convencional que el de las bóvedas gausas o de doble curvatura,

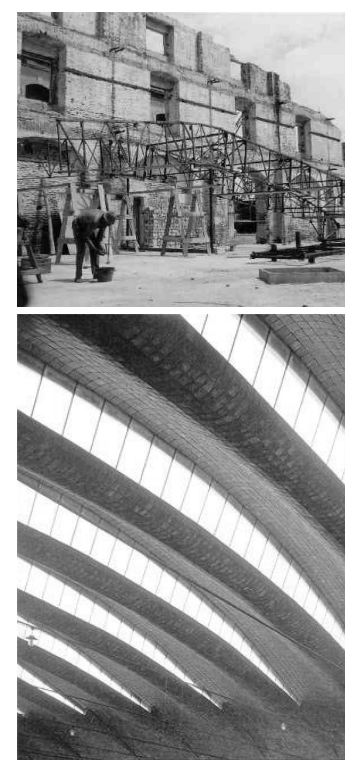


fig. 6.51. a | b. Construcción del encofrado móvil y resultado final de las bóvedas de la obra del Depósito Julio Herrera y Obes. Montevideo, Uruguay. (1979)

DIESTE, Eladio

pero tal como es utilizado por Dieste adquiere también el rango de una auténtica invención estructural.

Cuando es posible hacer llegar la luz natural por los flancos laterales del espacio cubierto y, por otra parte, no causa molestias a la actividad la presencia de pilares intermedios, Dieste suele optar por las bóvedas autoportantes, más económicas y de más fácil ejecución. El espacio diáfano, o sea libre de obstáculos estructurales, viene en este caso limitado por la luz transversal de cada una de las bóvedas, que suele oscilar entre los 6 m de la Estación de Salto y los 13 m de Refrescos del Norte. A cambio, las bóvedas autoportantes no requieren de apoyos situados en el extremo de la cáscara, lo cual permite la formación de grandes áreas cubiertas en voladizo.

Así, por ejemplo, en la Estación de Autobuses de Salto la cubierta se sustenta en una sola fila de pilares centrales que deja a ambos lados un voladizo de 13,5 m; mientras que en Agroindustria Massaro cuyas bóvedas tienen una luz transversal de 12,7 m y una longitud total de 120 m, los cuatro pilares intermedios dejan entre sí luces de 35 m y un voladizo en uno de los extremos de la bóveda de 16,4 m.

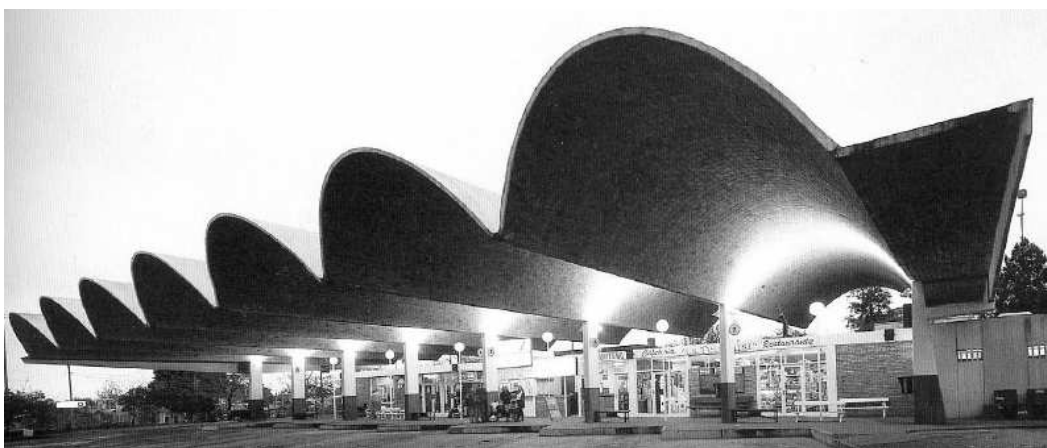


fig. 6.52.a|b|c.

Terminal de Ómnibus en Salto, Uruguay (1980), con una cubierta formada por bóvedas autoportantes de directriz catenaria, precomprimidas, apoyadas sobre una sola línea de pilares de hormigón armado y con un vuelo a cada lado del pilar de 13,5 m.

Creo que puede verse, comparando distintas obras, la percepción de la relación entre la forma, el espacio que esta forma configura y las funciones que en ese espacio se realizan. En la Estación de autobuses de Salto, la gente debe estar; es natural entonces que el espacio la contenga; por eso, en vez de volar de la bóveda las losas laterales, necesarias estructuralmente, se apoyaron en la generatriz extrema y en una viga precomprimida muy esbelta que tiende a limitar el espacio que crean las bóvedas...

... salvado el problema técnico, el proyecto y la obra se hicieron con la solución que la imaginación del espacio me aconsejaba.

Como es sabido, se trata de cáscaras formadas por una sola capa de ladrillo colocado de plano y con las juntas continuas en las dos direcciones, de modo que tanto en la directriz catenaria de la bóveda como a lo largo de su generatriz rectilínea puede alojarse una pequeña armadura metálica que permite al conjunto trabajar como una membrana elástica. Una vez se termina de construir la parte cerámica de las bóvedas se le añade una capa superior compuesta por un enlucido de arena y portland en la que se embebe una fina malla electrosoldada para control de las fisuras de retracción. Todo ello da un canto nunca superior

a los 12 cm, medida ínfima si la comparamos con la cuerda de la directriz o, más aún, con la luz entre pilares.

Naturalmente este escrupuloso ahorro en la cantidad de material empleado no es un prurito caprichoso del calculista sino una condición de necesidad del proyecto. La economía es un aspecto fundamental de la estrategia de Dieste, no sólo como elección estética sino también como exigencia práctica: si la empresa Dieste y Montáñez ha logrado cubrir tal cantidad de metros cuadrados con sus estructuras, ha sido gracias a que en los concursos de licitación a los que se ha presentado podía demostrar que su oferta económica era la más barata aún siendo la más calificada. Y ello sólo ha sido posible aguzando el ingenio, afinando el cálculo, aligerando el peso y usando la forma como categoría inversamente proporcional a la materia.

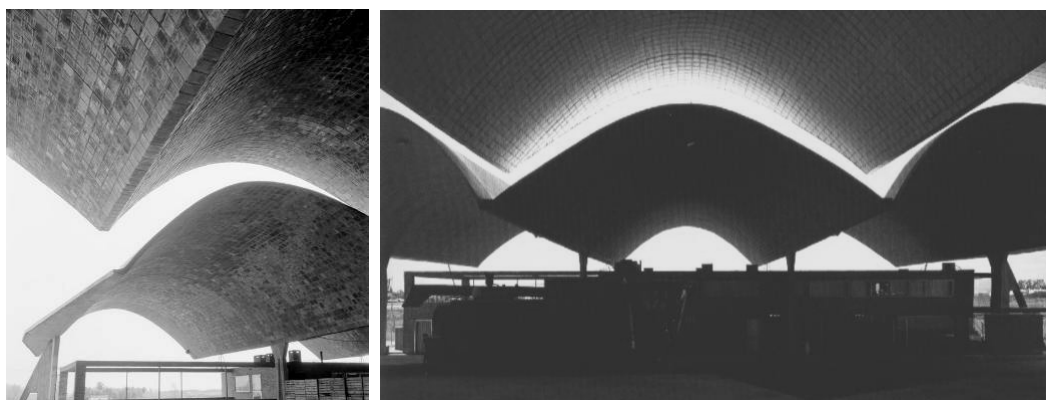


fig. 6.53.a | b. Cubierta de la Agroindustria Massaro, Departamento de Canelones, Uruguay (1978) con el enlace de bóvedas autoportantes a distintas alturas.

En el caso de la técnica de bóvedas autoportantes, el trabajo de Dieste y su equipo ha permitido introducir importantes correcciones al método tradicional, buscando siempre una mayor ligereza y facilidad de ejecución. En propiedad, el sistema propuesto por Dieste se denomina cáscaras autoportantes de directriz catenaria sin tímpanos. Cuando Dieste empezó a investigar sobre el tema, este tipo de cáscaras se trazaba con directrices elípticas o cicloidales (curvas con tangente vertical en el arranque), ya que la teoría de cálculo de membranas que entonces se empleaba consideraba nulo el empuje debido al peso propio transmitido por la bóveda cuando su tangente en el extremo poseía esa característica.

Dieste introdujo la bóveda de directriz catenaria, más ajustada a la forma del propio diagrama de esfuerzos y, lo que es más importante, eliminó los tímpanos rígidos que cumplían una función análoga a la de las vigas de borde de las bóvedas clásicas y, por tanto, limitaban seriamente su condición autoportante. Otra decisiva aportación fueron las losas planas situadas en los extremos de la serie de bóvedas, cuya misión es resistir la componente horizontal de los empujes durante la construcción y fijar en el espacio las aristas generatrices extremas una vez terminada la obra. Dada la tendencia a exhibir el canto de la lámina que los voladizos producen, la presencia de estas delgadas losas como remate del sistema de bóvedas refuerza todavía más la extremada ligereza visual de las cubiertas proyectadas por Dieste. Para consolidar esos hallazgos Dieste ha debido demostrar la indeformabilidad de ese tipo de estructura y la capacidad del conjunto de actuar como una membrana elástica.

Todo ello forma parte de lo que el propio Dieste ha llamado conciencia de la forma. Esa misma conciencia le lleva a emplear los procedimientos técnicos de un modo nada formulario, buscando en cada caso la solución morfológicamente más adecuada. El empleo que hace de las bóvedas autoportantes resulta, en este sentido, ejemplar. Así, el valor de una sola bóveda, como la que cubre el Pabellón de deportes del Club de Remeros de Salto de 16 m de luz, es bien distinto al de la serie de siete bóvedas de 6 m de luz que forman la cubierta de la Estación de Autobuses. Del mismo modo que, en la fábrica Refrescos del Norte, es muy distinto el papel que en la composición se otorga a la serie de amplias bóvedas que constituyen el núcleo del edificio, del que se concede al delicado pabellón de control y acceso formado por dos bóvedas sustentadas por tres únicos pilares dejando voladizos de 12 m a ambos lados.

Todas estas soluciones están avaladas por rigurosos métodos de cálculo que van perfeccionándose lentamente y ajustándose cada vez más al modo en que los materiales trabajan. En cualquier caso, Dieste deja siempre claro que no es a través de los métodos de cálculo como puede llegarse a las nuevas formas estructurales. El cálculo, a lo sumo, precisa y afina las formas a las que se ha llegado a través de procesos intuitivos. Dando a la palabra intuición el sentido profundo que le otorgan los científicos (intueri: observar de un modo atento y penetrante). Por ello, para Dieste, la ideación estructural no puede ser “*el resultado de una serie de silogismos, sino algo visto globalmente, de una vez*”.



fig. 6.54.a | b | c. Pabellón de deporte del Club Remeros. Salto, Uruguay. (1980)

DIESTE, Eladio

la innovación conceptual. las bovedas gausas

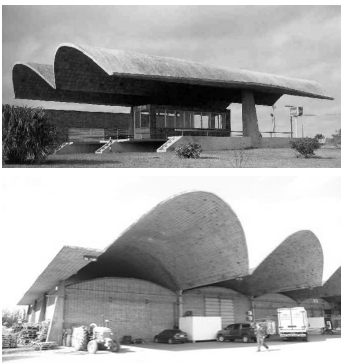


fig. 6.55.a | b Refrescos del Norte S.A., Salto, Uruguay (1980).

DIESTE, Eladio

“La primera cáscara de ladrillo que construimos, hace más de treinta años, era una lámina cilíndrica que descargaba en vigas de hormigón; los empujes se resistían con tensores de hierro común. Ya entonces vimos algunos hechos esenciales que formaron una imagen que fue el hilo conductor de la evolución de una técnica y una forma, cuyo resultado final son las bóvedas gausas”

DIESTE, Eladio (1996)

La bóveda gausa es, ciertamente, una pieza de notable singularidad dentro del conjunto de tipologías laminares de la segunda mitad del siglo XX. La utilización de la cerámica armada, por un lado, y la original rectificación de la geometría de la sección transversal de la clásica bóveda autoportante con ondulación constante, por el otro, convierten esta solución constructiva “en diente de sierra” en un modelo cuyo interés analítico sobrepasa largamente el que se ceñiría a un momento determinado y a un ámbito territorial concreto.

Las directrices de la arista anterior y de la posterior de la bóveda, así como el trazado de su cumbre, deben adaptarse a la geometría de una catenaria invertida, mientras que las secciones transversales han de ondularse, aumentando en mayor proporción su rigidez que su superficie y su peso. De esta manera el peso propio de la bóveda no provoca tensiones de tracción al no producirse momentos flectores en ninguna sección, generándose únicamente tensiones normales de compresión, independientes del área de la sección y tanto mayores cuanto mayor sea la luz a salvar y cuanto menor sea su flecha central. En el supuesto de tener un trazado arquitectónico razonable, estas tensiones de compresión serán siempre asumibles por el conjunto ladrillo-mortero-acero, que se comportará como una unidad estructural con compatibilidad de trabajo entre sus tres componentes.

La necesidad de armar estas bóvedas responde a dos exigencias. La primera de ellas es la necesaria respuesta a la posible aparición de pequeñas tensiones de tracción como consecuencia de los momentos flectores que puedan generar las acciones eólicas y las sobrecargas añadidas. La segunda es consecuencia del propio diseño de la bóveda, ya que al tener diferente flecha las sucesivas catenarias longitudinales, su estado tensional también será distinto y, en consecuencia, también su alargamiento elástico. El armado actúa, ante este fenómeno, como el elemento vinculador que evita la fisuración transversal que invalidaría el monolitismo de la lámina, evitando de este modo que se pierda la inestimable ventaja de la rigidez que la doble curvatura confiere a la bóveda gausa.

El riesgo de pandeo suele ser siempre el principal problema de los elementos laminares comprimidos de pequeño espesor. Habitualmente se resuelve acoplando a la bóveda arcos de rigidez por encima o por debajo, pero este recurso crea discontinuidades bruscas de sección que afectan su comportamiento elástico y pueden generar fisuración en las líneas transversales de contacto, al tiempo que se complica en exceso su proceso constructivo.

La forma de la bóveda gausa posibilita aumentar la rigidez de la lámina al introducir en ella una cierta y cambiante ondulación longitudinal, con lo que crece mucho más rápidamente su rigidez que su superficie y su peso y, por tanto, que sus tensiones compresivas debidas al peso propio. A esta mejora conceptual hay que añadir la ventaja de no tener discontinuidades en la sección transversal.



fig. 6.56.a | b. Gimnasio Polideportivo de Durazno, Uruguay (1974) en el que no se han utilizado atirantamientos horizontales

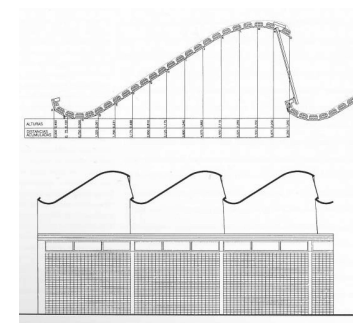


fig. 6.57. Dieste emplea las bóvedas gausas cuando el principal requerimiento es el de salvar luces transversales de más de 20 m, eliminando totalmente los apoyos intermedios y dejando el espacio interior diáfano y libre de obstáculos.

El uso de las bóvedas gausas es aún más pertinente si, además, se requiere incorporar luz natural a esos espacios a través del techo.

Este es el caso del Depósito Julio Herrera y Obes en el puerto de Montevideo (4.200 m² de superficie cubierta y 50 m de luz libre), del Gimnasio de Durazno (1.600 m² de superficie y 45 m de luz) o del Depósito de Lanús A.D.F. (10.000 m² cubiertos con luces de 30 y 40 m).

Para evitar complejos sistemas de descarga en los extremos, se propone una corrección de la amplitud de onda de la bóveda, desde un máximo en la clave hasta un mínimo en sus dos arranques, de manera que la bóveda gausa tenga, al llegar a éstos, una línea recta como límite, posibilitando así una entrega fácil en los muros o en las vigas receptores.

El aspecto constructivo de estas bóvedas ofrece asimismo algunas ventajas con respecto a las bóvedas convencionales. En efecto, los estudios de Dieste permiten limitar su tiempo de cimbrado a una simple cuestión de horas: 3 para bóvedas de 15 m de luz, y 14 si la luz es de 50 m. Basa estos datos en las experiencias reales vividas y los fundamenta en el hecho de que la forma de la bóveda y su doble curvatura permiten augurar la ausencia de pandeo inicial, siempre dando por sentado que las dovelas cerámicas tienen suficiente resistencia a compresión una vez ensambladas por el mortero, aunque éste no haya alcanzado aún una gran resistencia. Bastaría verificar que los elementos receptores estuvieran ya en condiciones de recibir los empujes transmitidos por la bóveda, para iniciar su descimbrado. Con un único molde, de fácil descimbrado y transporte, se podría construir una ilimitada nave con una aceptable rapidez.

Robert Brugafu considera la invención de la bóveda gausa representa la mayor aportación de su autor a la recuperación de una técnica edificatoria que a mediados de este siglo se creía totalmente superada. En efecto, la utilización de las grandes láminas cerámicas, trabajando estructuralmente más por su forma que por el momento de inercia de sus secciones, parecía un sistema constructivo que, correctamente entendido a principios de siglo por algunos arquitectos del Modernismo catalán (Gaudí, Puig i Cadafalch, Muncunill, etc.) se hubiera agotado con las últimas construcciones de Guastavino en los Estados Unidos, para dar paso a la utilización de soluciones con un mismo principio en lo concerniente al trabajo por la forma, pero sustituyendo la cerámica por el hormigón armado. Dieste manifestaba, en sus escritos, su convencimiento de que la cerámica estructural podría recuperar un campo de actuación específico cuando, gracias a la introducción de armaduras, hiciera posibles opciones estructurales similares a las que ofrece un material más moldeable, como es el hormigón, pero enfrentando a éste una mayor facilidad del proceso de cimbrado y un mejor comportamiento acústico y térmico.

Uno de los aspectos innovadores de esta solución es la alternativa de forzar la geometría de la sección transversal de la bóveda, que en el límite podría acabar con una línea recta en sus dos arranques. Ello posibilitaría una evidente simplificación de los elementos receptores, que podrían resolverse con muros o vigas de poco espesor en planta.

Esta opción llevaría implícita una cierta dificultad para controlar la componente horizontal de los empujes, lo que podría exigir, en el supuesto de hacer un planteamiento isostático, la disposición de atirantamientos horizontales longitudinales, y, en el supuesto contrario, la disposición de elementos receptores suficientemente estables y capacitados, por su masa y por su inercia, para soportar tales empujes. Sorprende, no obstante, la escasa importancia que Dieste parece dar al hecho de tener atirantadas, o no, las bóvedas. Utiliza indistintamente ambas soluciones, incluso para resolver situaciones similares. En efecto, mientras la cubrición del Gimnasio de Durazno (1974) no presenta tirantes, en el Gimnasio de Montevideo (1983) ocurre lo contrario, aun siendo ésta una estructura cronológicamente posterior y con menor distancia entre arranques. Hay que hacer notar que Dieste las cualifica como *“un mismo sistema estructural para salvar diferentes luces”*. No deja de ser curiosa esta no diferenciación, si se tiene en cuenta el resultado arquitectónico radicalmente distinto que implica tener virtualmente



fig. 6.58. a | b. Gimnasio del Colegio Don Bosco en Montevideo, Uruguay (1983), con una menor distancia entre arranques, utilizando atirantamientos horizontales.

partido el espacio, o no, por la presencia de las barras de arriostramiento. Una de las más hermosas estructuras de Dieste realizada con esta tipología es el Silo horizontal de Young, en Río Negro (1978), donde cubría una luz de unos 30 m. sin atirantamiento alguno. Aquí la presencia de los tensores horizontales hubiera sido incompatible con la posibilidad de almacenar el material, y Dieste la evitó, resolviendo el problema de los empujes en el arranque de una manera muy simple, con una adecuada disposición del pilotaje.

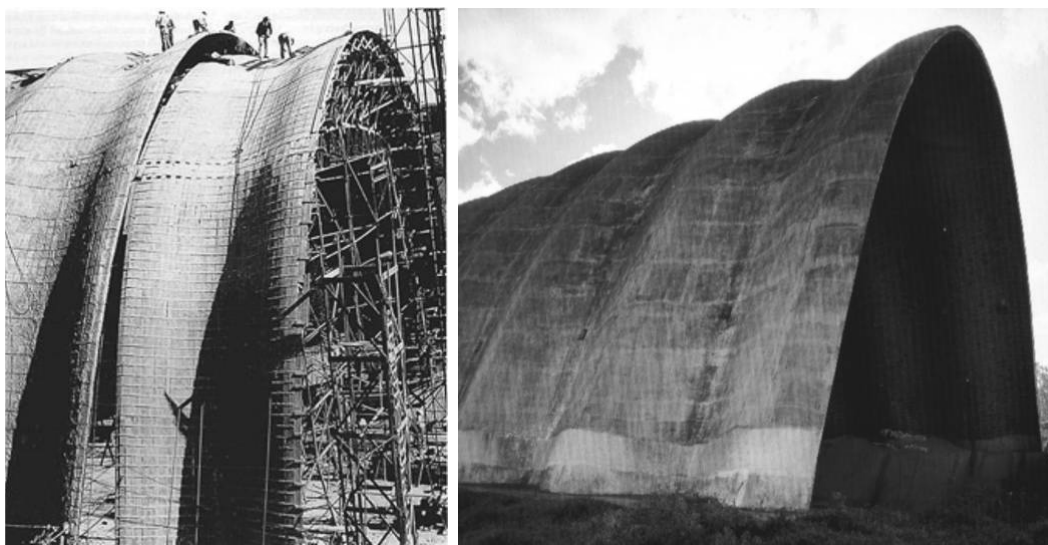


fig. 6.59.a | b. Imágenes del Silo horizontal de la Cooperativa Agrícola de Young Limitada (CADYL), Young, Río Negro, Uruguay (1978), en las que se puede ver la preparación del encofrado durante el proceso de construcción del silo, y el resultado final del mismo en el que se puede ver la boca del silo horizontal.

DIESTE, Eladio

“Si tuviera que sintetizar lo que nos ha conducido en nuestra búsqueda, diría que es el valor resistente de la superficie como tal.

Disponer la armadura suplementaria de acero en la junta de los ladrillos de la bóveda fue un primer paso para mejorar su eficiencia, pero no el suficiente para superar la pequeña escala. Para ir más allá habría que confiar primero en la intuición, después en la razón y en la experiencia... y luego, hasta donde se pudiera llegar, en el cálculo, sin excluir complejidades ni aparentes contradicciones. Se abrieron entonces dos caminos: al avanzar por uno de ellos, se complicó de tal manera la geometría de la bóveda tradicional que en lugar de generarse a partir de una única curva desplazándose sobre dos rectas paralelas, ahora sólo estas líneas de apoyo se mantenían sin variante, en tanto cualquier corte sobre la nueva “cáscara”, fuera transversal o longitudinal, daba por resultado una curva...distinta a todas las demás.

No parecía un camino alentador, pero superado el problema de la incidencia del encofrado en el costo total de la obra (al construirse por sectores y lograr descenderlo y deslizarlo en menos de 24 horas), el resultado era admirable: las tensiones se distribuían de tal modo que podía salvarse una distancia de 50 metros con una lámina de 12 centímetros de espesor (una relación de aproximadamente 1 a 400, casi duplicando la que existe entre el espesor de la cáscara de un huevo y su diámetro). Brunelleschi hubiera aplaudido...”

DIESTE, Eladio

Entrevista realizada en junio de 1995 por los arquitectos Folle y Gaeta en “Elarqa” número 15.

¿análisis numérico?

El método de análisis que el mismo nos describe en sus realizaciones es simple, en primer lugar supone un arco cuya directriz sea funicular del peso propio y de las cargas fijas, de sección constante o variable. Así establecido, la aparición de flexiones se deberá a otras cargas distintas de las fijas, que producirán momentos y esfuerzos cortantes.

Estas flexiones pueden ser debidas a viento, nieve o cargas puntuales en la cubierta. La realidad final es un escenario de bóvedas cerámicas de doble curvatura inteligentemente diseñadas con la rigidez justa y suficiente para ofrecer soluciones competentes con las soluciones en acero laminado y con una plástica nueva.

Además de esto no hay que olvidar la dimensión moral que Dieste otorgaba a todas sus obras, entendiéndolas como un medio para salir del subdesarrollo en Latinoamérica y para devolver la dignidad perdida a los obreros indígenas de la construcción. Todo ello le permitió configurar una singular poética que nace de la misma esencia de la materia y de lo constructivo.

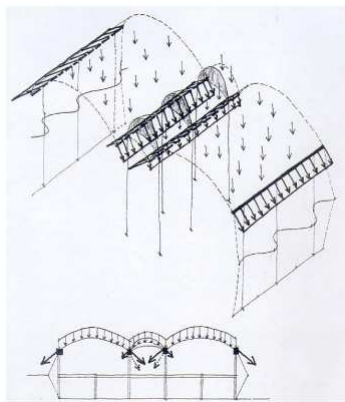


fig. 6.61. Sencillos esquemas de trabajo del sistema estructural de una "cáscara" de cerámica.



fig. 6.60. Los obreros se habían dado cuenta de que aquello había quedado bien. Habían sacado los andamios, y me rodeaba una expectación simpática, una comunión simpática en lo que se había hecho. Yo sentía en el aire la sensación de comunión. Esa fue una ocasión de satisfacción.

Los procedimientos de análisis estructural empleados por Dieste para ejecutar sus "cáscaras de cerámica" no difieren en exceso de los métodos simplificados de Lundgren habituales para el estudio de membranas cilíndricas de hormigón. El método de Lundgren, según se ha dicho, fue el adaptado por Eladio Dieste para ejecutar la mayor parte de sus bóvedas como aparece descrito en sus propios libros. Sin embargo, aparecen ciertas variantes sugestivas, debidas por un lado al material, y por otro a las formas de doble curvatura utilizadas, sin que hayamos podido, por lo demás, encontrar referencias directas hacia el autor danés. (Lundgren, H. (1951). *Cylindrical Shells. Volume 1: Cylindrical Roofs*. Copenhagen: The Danish Technical Press. The Institution of Danish Civil Engineers).

El citado método suele recibir también el nombre de “teoría de la viga”, puesto que la parte principal del mismo, consiste en suponer que toda la membrana actúa como una gran viga cuya sección transversal es el arco de la propia lámina.

Estuve analizando largamente el tema. [. . .] No tenía idea entonces que la cerámica se hubiera usado en estructuras parecidas ni tampoco de la existencia de bóvedas catalanas ni de la experimentación más o menos contemporánea en Italia con viguetas curvas prefabricadas en ladrillo. [. . .]

El problema era para mí totalmente nuevo; y, a veces, la ignorancia sirve [. . .] busqué el camino aprovechando mis experiencias constructivas anteriores con cáscaras de hormigón armado y moldes deslizantes. Se me ocurrió aliar la cerámica al molde deslizante, como se le hubiera ocurrido a cualquiera [. . .]

El cálculo perfecto y acabado de una estructura de doble curvatura, por ejemplo, recién se hizo diez o doce años después. [. . .]

Lo mismo sucedió con las bóvedas autoportantes: las utilicé por primera vez en mi casa, viendo cómo funcionaba la estructura y estableciendo luego la teoría.

ELADIO DIESTE, Eladio
Estructuras Cerámicas. Revista de Ingeniería
Montevideo N. 657/658/ 659/660 (1963)

En su trabajo sobre el pandeo, Dieste considera la solución analítica del problema de la barra comprimida en forma excéntrica o con una fuerza transversal. Las expresiones analíticas le muestran que la carga crítica calculada por Euler representa una frontera para todos los casos (el punto de bifurcación de Poincaré): a medida que nos acercamos a la carga crítica, aumentan mucho los esfuerzos sobre la barra. En la medida que se emplee un generoso coeficiente de seguridad se está muy lejos de llegar a la zona de comportamiento peligroso, aún con cargas excéntricas o laterales.

Una segunda metodología que se puede emplear es con la ecuación de la energía elástica. Esta ecuación permite calcular la energía una vez conocida la elástica. Las situaciones de equilibrio estable ocurren en la solución de este problema de cálculo de variaciones. Resulta entonces que no es demasiado importante la curva elegida para calcular la carga crítica, en todo caso se obtendrá un valor peor. Dieste objeta a Timoshenko cuando dice que usando el método de la energía con una curva que satisfaga las condiciones del apoyo, obtendremos un valor de la carga crítica mayor que el verdadero porque rechaza la argumentación física que realiza. En lugar de este razonamiento, demuestra que la elástica es la curva de energía mínima para el problema variacional. Esto habla de la preocupación de Dieste por obtener resultados absolutamente confiables, tanto desde el punto de vista técnico como científico.

La importancia de la metodología de la energía es que permite introducir una tercera metodología: las aproximaciones sucesivas. Esta metodología consiste en suponer una elástica plausible, calcular el diagrama de momentos correspondiente y luego volver a calcular la elástica. Este proceso, como muestra, converge muy rápidamente. Cuando se pasa de la barra a los arcos y las bóvedas de doble curvatura, todos los métodos se vuelven más laboriosos. Las soluciones analíticas son imposibles, solamente los métodos de aproximaciones sucesivas tienen viabilidad práctica. Estos métodos llevaron a Dieste a calcular mediante el uso de la

El pandeo de cáscaras delgadas es un tema extraordinariamente complejo (Lundgren, 1951); como consecuencia de ello las fórmulas se han deducido principalmente a partir de ensayos y se aplican coeficientes de seguridad muy altos

Una de las fórmulas más utilizadas para cáscaras de doble curvatura es la siguiente:

$\sigma_{cr} = 0,25 E (e/R)$

donde

E módulo de Young
e espesor de la cáscara
R radio de curvatura

Eladio Dieste adopta esta formulación en su tratado “Bóvedas Arco de Directriz Catenaria en Cerámica Armada” (Oficina Regional de Ciencia y Tecnología de la Unesco. 1985).

$q_{cr} = (x / L^3) \cdot E \cdot I$

donde

x función de $\gamma = 1 / \operatorname{tg} \varphi_0$
L Longitud de medio arco (s/2)
I inercia de la sección
 φ_0 ángulo de entre el eje X y la tangente en el arranque.

$t_8 \%$	$\gamma = 1/t_8 \%$	x
4	0.25	14.80
2	0.50	11.98
1.333	0.75	9.80
1	1.00	8.16
0.8	1.25	6.92
0.666	1.50	5.98
0.571	1.75	5.25
0.5	2.00	4.66
0.444	2.25	4.19
0.4	2.50	3.80
0.3636	2.75	3.48
0.333	3.00	3.20
0.3077	3.25	2.97
0.2857	3.50	2.76

“computadora”, elaborando con ello las tablas necesarias para el cálculo de las bóvedas catenarias. A pesar de todo el camino que ha logrado despejar, subsiste una dificultad de fondo:

No me ha sido posible expresar, en lenguaje matemático preciso, las condiciones que se deben cumplir.

[...] cuando hubo que explicitar y fundamentar los métodos de cálculo que ya se empleaban [...] en 1978, colaborando con los programas de cualquier modo necesarios [...] Estas tablas fueron programadas, por primera vez, en 1967, en el Centro de Computación de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Montevideo [...]

El cálculo de las bóvedas fue algo que se desarrolló en forma progresiva, desde simples argumentos intuitivos, hasta una teoría completa, donde los problemas de pandeo se pueden calcular con buena precisión. Es interesante notar, como testimonio de una forma de cálculo que apelaba continuamente a la argumentación física (especialmente en los primeros tiempos), la manera como fue calculado el complejo techo de la Iglesia de Atlántida:

El cálculo de una construcción como la que acabamos de describir es prácticamente inabordable analíticamente; ya la expresión matemática de la superficie es complejísima. Es, sin embargo, intuitivamente evidente que hay en la bóveda dos zonas; una que trabaja francamente como bóveda gausa y otra zona que prácticamente cuelga de la anterior.

La parte que trabaja como bóveda de doble curvatura tiene una rigidez enorme [...] no es necesario un pleno dominio del régimen tensional para estar seguro de su estabilidad. [...] La distancia de cresta a cresta de la ondulación era de 6 metros y 4 metros trabajaban como bóveda con un margen amplio de seguridad. El valle cuelga de estas zonas de bóveda.

Aún así, con la ayuda de los potentes procesadores matemáticos el pensamiento de Eladio Dieste continúa abordando su metodología con un pie firme en los conceptos físicos y formales.

[...] pocas cosas en este mundo son más prodigiosas que la computación. Muchas de las dificultades de cálculo [...] han desaparecido, porque no hay sistema de ecuaciones diferenciales, por complejo que sea que resista a la capacidad de resolución de una buena máquina.

Pero ésta no responde por sí misma, nunca nos dará substancialmente más que lo que le ponemos dentro; o sea que la creación de la forma seguirá siendo el resultado del trabajo de la mente humana, ese prodigio que produjo las computadoras y las trasciende infinitamente.

Desde luego que hay una interacción entre hombre y máquina; el que sabe y puede computar adquiere un gran poder, pero existen riesgos cuando nos dejamos llevar por la fascinación del instrumento. [...]

No puedo dejar de recordar [...] en un joven (jefe de un grupo de trabajo en el MIT [Instituto Tecnológico de Massachusetts], hace ya tiempo) suponer que hay algún oscuro mérito en no pensar, en dejárselo a la máquina como decía: de diez soluciones que me presentaba, nueve podrían descartarse pensando cinco minutos, casi diría, entendiendo el problema.

Hacia 1985 las técnicas de cálculo de bóvedas mediante elementos finitos están a punto. Además, como resultado especializado, surge lo que Dieste llama el teorema básico. Dieste considera que la bóveda se puede pensar como bandas (a lo largo de la generatriz) o como franjas (a lo largo de la directriz). Dentro de estos elementos, considera la franja de apoyo en los extremos de los pilares, las franjas genéricas que corresponden a una sección cualquiera y la franja básica, al medio de la luz, con propiedades especiales. Algunas consideraciones

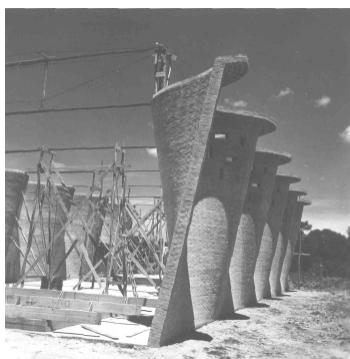
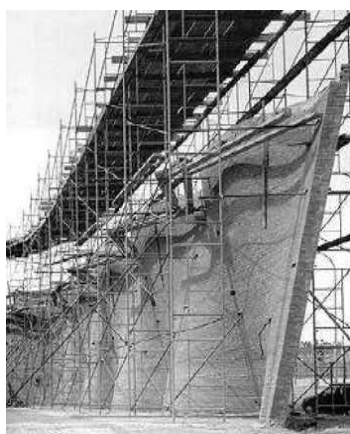


fig. 6.62. Esquema constructivo de la Iglesia de Cristo Obrero, Atlántida, Uruguay (1952).

DIESTE, Eladio

físicas le permitirán simplificar el estudio de los flectores y elásticas al pasar de la franja básica a la franja central y obtener resultados que tienen un error pequeño. Dentro de este estudio surge un teorema, llamado teorema básico que vincula la integral de los momentos a lo largo de una directriz de la bóveda con el momento en cada punto.

Aunque su esencia ha sido expuesta otras veces, lo repito hoy con expresiones que espero más felices, para hacerlo más comprensible.

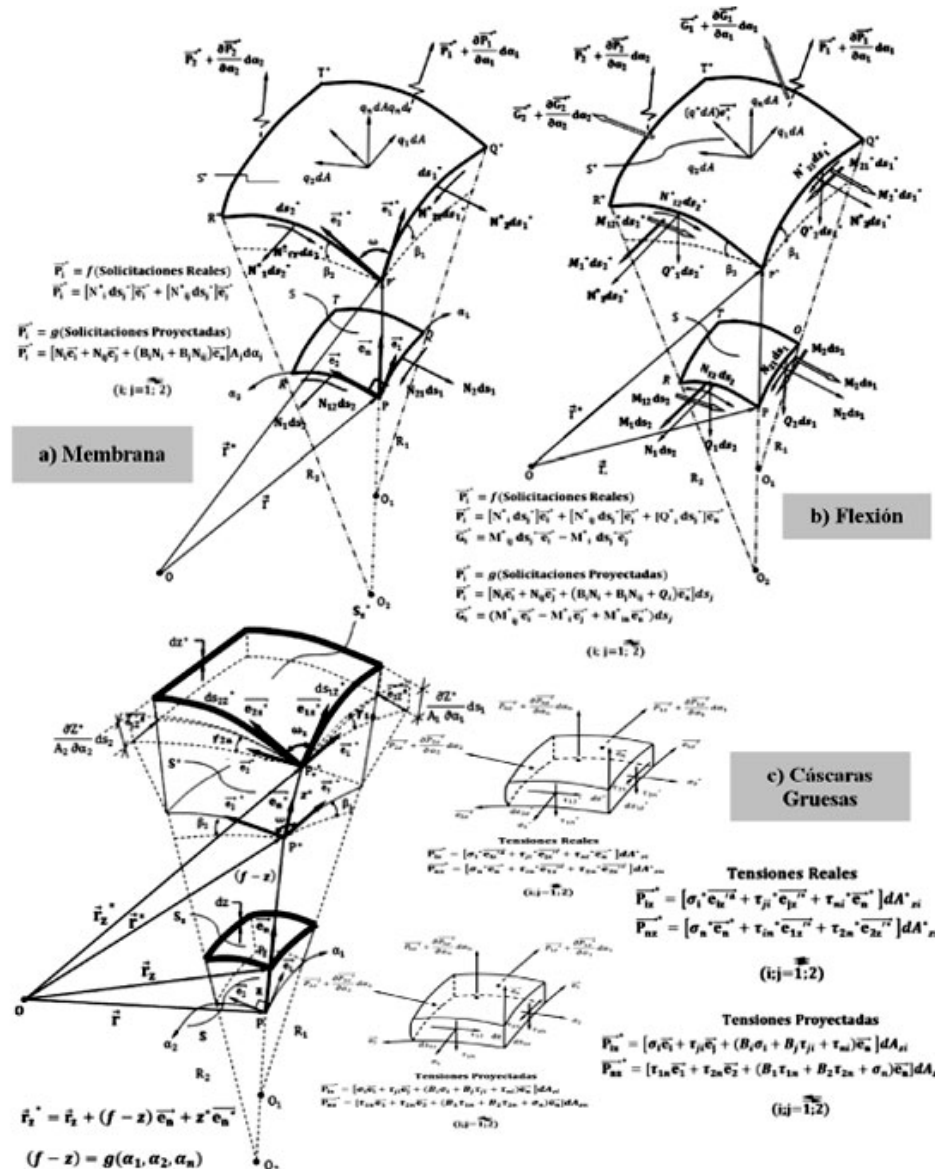


fig. 6.63. Modelización de Pücher en Coordenadas Relativas para los diferentes niveles de análisis de cáscaras.

En tal caso es posible emplear las conocidas fórmulas de resistencia de materiales que hacen referencia al momento flector dividido por el momento resistente de la sección. Con ellas podemos hallar las tensiones según las generatrices de la lámina pues:

$$N_x = \frac{M_{yy}}{I_{yy}} \cdot z \cdot d \quad [6.01]$$

donde I_{yy} es el momento de inercia en la dirección y (la vertical en una membrana simétrica). En el caso de directriz circular, su expresión integral valdría:

$$I_{yy} = 2d \int_0^{\phi_c} ad\phi \left(a \cdot \cos \phi - \frac{a \cdot \sin^2 \phi}{\phi_c} \right)^2 \quad [6.02]$$

También es posible hallar los esfuerzos tangenciales puesto que por la segunda fórmula fundamental en ciencia de los materiales nos dice que:

$$N_{x\phi} = \frac{V \cdot Q}{2 \cdot I_{yy}} \quad [6.03]$$

Donde V son los cortantes y Q es el momento estático de la sección.

Una vez hallados estos esfuerzos, el análisis se completa considerando como arco la membrana, utilizando para ello algún sistema de cálculo de arcos hiperestáticos como, por ejemplo, el sistema de analogía con la columna que fue descrito por Hardy Cross hacia 1930. Así, finalmente, obtenemos otros esfuerzos relevantes como N_ϕ , M_ϕ o hasta M_x .

Si bien es cierto que el procedimiento definido a grandes rasgos, presenta notables simplificaciones, y deben aplicarse un número progresivo de correcciones más o menos aproximadas, no hay en la actualidad otro procedimiento más exacto, ni más fiable, para el análisis de membranas de directriz no circular o con variaciones de sección a lo largo de las generatrices como era el caso de las bóvedas “*gausas*” (en honor a K. F. Gauss) propuestas por Dieste.

Dada la heterogeneidad del material (claramente no ortótropo) hasta el método de elementos finitos podría no necesariamente suponer un mayor grado de exactitud.

Obtenidos los esfuerzos por éstos y otros sistemas complementarios, es interesante constatar, que Dieste tiene que recurrir a los métodos tradicionales de la misma resistencia de materiales para el armado de sus membranas. Dicho de otro modo, no es aquí aplicable el método parábola-rectángulo, el llamado del momento tope, o cualquier otro sistema, que presuponga una deformación similar a la ocurrida en el hormigón armado. Evidentemente el conglomerado de cemento, ladrillo y armadura es más heterogéneo que el hormigón y en este caso, parece razonable suponer que las tensiones procedentes del bloque de tracción serán absorbidas en su totalidad por el acero, mientras que las de compresión, lo serán a su vez por el ladrillo o por el conglomerado. Es curioso constatar que aproximaciones de similar naturaleza se dan cuando aplicamos los métodos de elementos finitos.

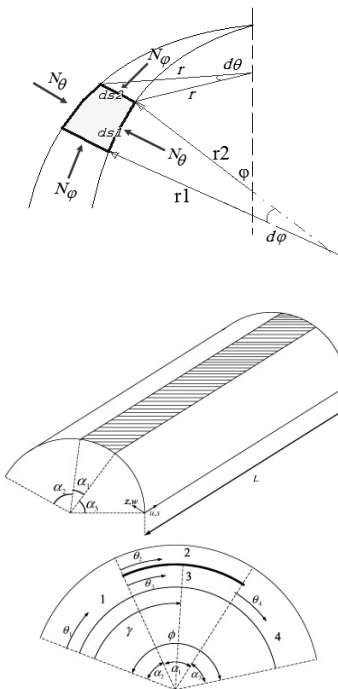


fig. 6.64. Esquemas conceptuales para el análisis de una membrana de directriz circular.

El método adoptado por Dieste es "resistir a través de la forma" y por lo tanto creó una superficie ondulada innovadora por doble curva con máxima ondulación en la mitad del tramo de la bóveda, aumentando efectivamente el momento de inercia y por lo tanto el aumento de la resistencia al pandeo. La geometría de la bóveda gaussiana se define por una serie de curvas catenarias de ascensión variable. Las curvas deben compartir un punto común, definido normalmente por las paredes de un edificio. Cada curva puede ser vista como si estuviese contenida dentro de un plano imaginario vertical cuya base se extiende por los puntos elásticos. Si este plano se mueve a lo largo del eje del edificio y el aumento de la catenaria aumenta entonces se define una superficie curva con ondulación máxima a lo largo del eje central del edificio reduciéndose o 0 en los puntos elásticos. Cada sección transversal entre los puntos de desarrollo tiene la geometría de la catenaria.

La condición esencial para la bóveda gaussiana es una de pandeo. Dieste estaba dispuesto a explotar a los métodos teóricos de análisis en el diseño de estructuras y desarrollo de metodologías apropiadas de diseño. Inicialmente, la inestabilidad de los arcos de catenaria de una sola sección de curvatura constante bajo su propio peso de la carga muerta se examina mediante la formación de la ecuación de la línea de empuje y la evaluación de la carga crítica por medio de una solución iterativa.

Para ello se considera el arco catenario AB, cuya longitud total es $S = 2 \cdot l$. Para determinar las condiciones de pandeo se establece la carga crítica (q_{cr}), partiendo de un punto genérico D, situado a una distancia $CD = x$ de la clave del arco. En la figura grafiada y representa la ordenada de la línea de empujes, ρ es la curvatura y φ representa el ángulo de giro, que varía desde un valor 0 en la clave hasta un valor φ_0 en el arranque.

Si la fuerza axial en D presenta un valor N, el momento equivalente debido a la posición y se podría expresar como $M = N \cdot y$. Si el radio de curvatura en la clave es ρ_c y llamamos q a la carga distribuida por unidad de longitud del arco, entonces el empuje resultará $H = \rho_c \cdot q$

De la condición geométrica de la catenaria podemos determinar:

$$N \cdot \cos \varphi = H \Leftrightarrow N = \frac{\rho_c}{\cos \varphi} \cdot q \quad [6.04]$$

De las condiciones geométricas del arco podemos establecer:

$$x = CD = \rho_c \cdot \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} \quad \frac{x^2 + \rho_c^2}{\rho_c^2} = \frac{1}{\cos^2 \varphi} \quad [6.05]$$

Y por tanto podemos determinar las siguientes relaciones:

$$\frac{\rho_c}{\cos \varphi} = \sqrt{x^2 + \rho_c^2} \quad N = q \cdot \sqrt{x^2 + \rho_c^2} \quad [6.06]$$

El radio de curvatura del arco no deformado (ρ_0) en el punto D se podrá expresar:

$$\rho_0 = \frac{\rho_c}{\cos^2 \varphi} = \frac{x^2 + \rho_c^2}{\rho_c} \quad [6.07]$$

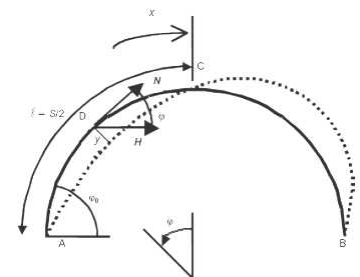
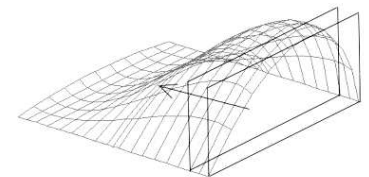


fig. 6.65.a | b. Esquemas geométricos de un trazado de arcos generando una bóveda gaussiana y parámetros de análisis de un arco aislado.

La ecuación simplificada que reproduce la línea de empujes de una viga curva se puede expresar a partir de la siguiente relación:

$$\frac{y}{\rho_o^2} + y'' = -\frac{M}{E \cdot I} \Leftrightarrow \frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{q}{E \cdot I} \cdot y \cdot \sqrt{x^2 + \rho_c^2} - \frac{\rho_c^2 \cdot y}{(x^2 + \rho_c^2)^2} \quad [6.08]$$

En donde $(E \cdot I)$ representa la rigidez a flexión del arco de la viga curva. Sobre esta expresión podemos definir el parámetro γ , definido a partir de la razón:

$$\gamma = \frac{1}{\tan \varphi_0} \Rightarrow \rho_c = \gamma \cdot l \quad [6.09]$$

Además podemos definir $v = AD$, de tal manera que $x = l - v$. Si definimos además la relación con el parámetro u , de tal manera que $u = v/l$, podremos simplificar las expresiones anteriores.

$$\frac{d^2 y}{du^2} = -\chi \cdot y \cdot \sqrt{\gamma^2 + (1-u)^2} - \frac{\gamma^2 \cdot y}{[\gamma^2 + (1-u)^2]^2} \quad [6.10]$$

Con los límites de u entre $[0,2]$ y $\chi = \frac{q \cdot l^3}{E \cdot I} \quad [6.11]$

El problema se puede resumir como sigue: para un arco dado (definido por su longitud l y un valor para γ que representa el ángulo de salto φ_0 en la ecuación [6.09]) podemos evaluar χ y por lo tanto determinar la carga crítica (q_{cr}) de la ecuación [6.11]. De una manera similar a lo que sucede con los problemas de la inestabilidad de columnas cargadas axialmente, el valor χ se obtiene de las condiciones de contorno en la ecuación [6.10], que son $y=0$ en las ubicaciones $u=0$ y $u=2$ (bases) y en $u=1$ (clave). Esta aproximación es generalmente cierta, ya que se supone que $y \ll l$, $y' \ll 1$ y $\rho_0 - y \approx \rho_0$.

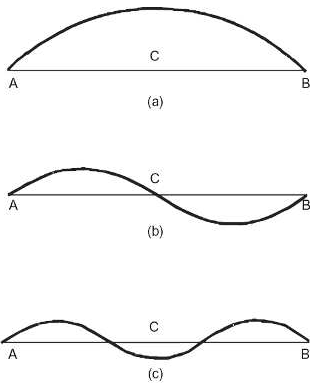


fig. 6.66. Esquemas geométricos de un trazado de arcos generando un bóveda gaussiana y parámetros de análisis de un arco aislado.

La ecuación diferencial [6.10] se integra por medio de un método numérico/gráfico. Un valor para γ es elegido y, a continuación, para cada una valor de χ se determina un valor de y en el apoyo B (y_B). Los valores de y_B se trazan y las raíces de la ecuación $y_B(\chi)$ son evaluadas de forma gráfica. Las líneas de empuje para las tres primeras raíces se ilustra en la figura 6.63. (a), (b) y (c). Dieste observa de esta situación las siguientes condiciones:

- Para el valor χ_1 el menor valor correspondiente de q_{cr} no es correcto, ya que representa el pandeo allí donde y es enteramente positivo o negativo, es decir, aumenta la longitud original, lo que resulta incompatible con los supuesto de pandeo en flexión, en donde se asume que la longitud se mantiene constante.
- Para el valor χ_2 se obtiene una forma aceptable de acuerdo a los principios de análisis.
- Para el valor χ_3 se puede aceptar el resultado matemático, aunque resulta más probable que el arco haya cedido bajo un valor de carga inferior (χ_2).

Eladio Dieste evaluó los valores de χ que corresponden a cada valor de γ siguiendo este proceso, conformando una serie de curvas patrón que permiten simplificar el análisis.

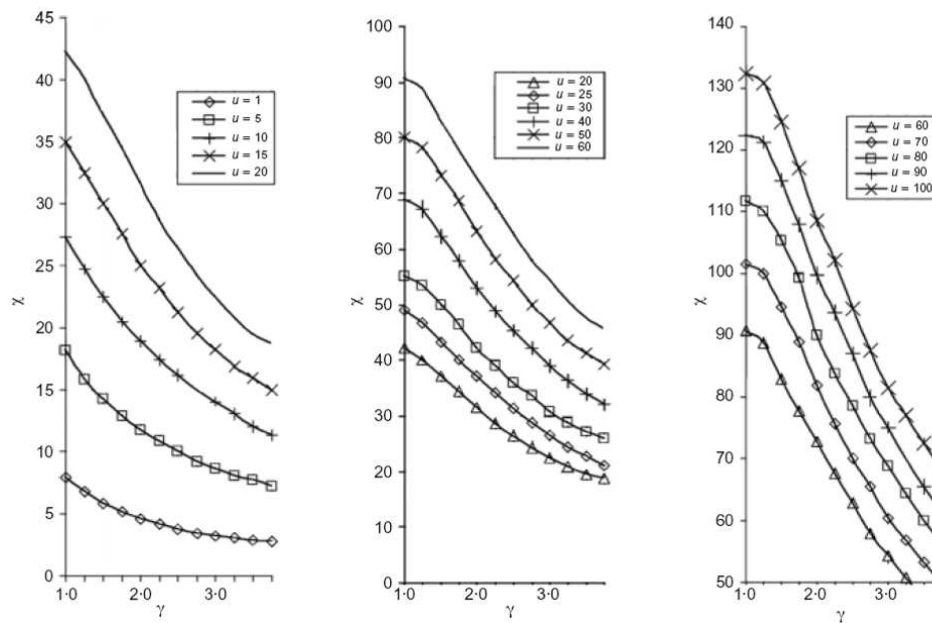


fig. 6.67. Cartas de diseño para evaluar el posible pandeo de arcos "catenaria". ("Pandeo de láminas de doble curvatura". Ediciones de la Banda Oriental. Montevideo. 1985)

En estas condiciones se supone un momento de inercia constante (I). En la bóveda de Gauss el valor del momento de inercia varía entre un máximo en la clave y un valor mínimo en los apoyos. Si la fábrica se supone conformada por unidades sólidas, el momento de inercia I en cada sección transversal puede ser evaluado a partir de la expresión siguiente:

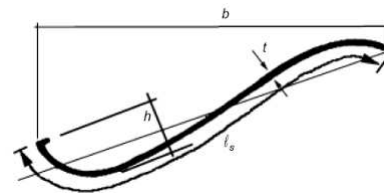
$$I = \frac{l_s \cdot t \cdot h^2}{8} + \frac{b \cdot t^3}{12} \quad [6.12]$$

En donde:

l_s representa la longitud de la sección transversal

t es el espesor de la lámina

h es la amplitud de la ondulación que presente



Las cartas anteriores muestran las diferentes combinaciones posibles de χ , φ_0 y v . Modificando este criterio resulta posible determinar el valor de la carga crítica (q_{cr}) desde la ecuación [6.11]. Si I representa el momento de inercia en los apoyos, el valor γ se adopta de acuerdo a la ecuación [6.09] para el caso del ángulo γ_0 de todas las directrices, podemos determinar una familia de curvas en función del factor que nos relaciona la variación de la sección transversal (v).

$$v = \frac{I_{clave}}{I_{apoyos}} \quad [6.13]$$

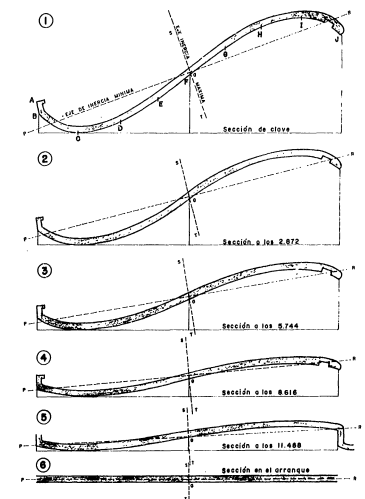


fig. 6.68. Diferentes geometrías para bóvedas gaussas propuestas por Eladio Dieste.

Puede hacerse también notar que Dieste no empleaba apenas coeficientes de mayoración o minoración en sus cálculos, lo que contribuía grandemente a la esbeltez de sus soluciones, pero complicaba extraordinariamente los análisis matemáticos ante la lógica presencia de imponderables. Utilizaba como referencia fundamental el libro del húngaro Hetenyi, un seguidor de Timoshenko, para completar los cálculos de deformación y también los repartos de momentos en arcos-bóveda continuos, es decir, no aislados.

“No suele saberse que el ladrillo puede tener resistencias superiores a los mejores hormigones y que no pueden hacerse con hormigón o mortero piezas de liviandad equivalente a las que pueden conseguirse fácilmente con tierra cocida, por lo que estas últimas permiten construir estructuras de una ligereza imposible de lograr con el hormigón armado”.

Había encontrado el principio de trabajo de las estructuras laminares “evitar en la medida de lo posible los esfuerzos de flexión mediante la forma adecuada”. Aún así, con valores mínimos, resultaba necesario contar con algunas zonas traccionadas. Dieste intentaba armar casi siempre sus estructuras siguiendo las líneas isostáticas, hoy hemos comprobado que es suficientemente seguro y menos costoso armar según las diagonales de la estructura en planta. En el sistema constructivo empleado por Dieste, el mampuesto normalmente estaba formado por piezas únicas de 15 a 20 cm. de espesor, a manera de bovedillas, y era preciso incorporar armadura entre las juntas de cada pieza, lo cual dificulta la ejecución y aumenta considerablemente la mano de obra. Además, es preciso utilizar un encofrado que aunque sea deslizante requiere de utensilios especiales, diseñados por el mismo Dieste, para su adecuada puesta en obra.

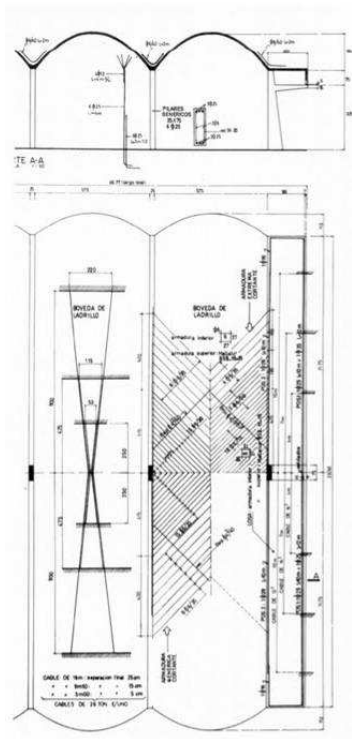


fig. 6.70. Plano de armado de las láminas de cubierta de la Terminal de Ómnibus en Salto, Uruguay (1980).

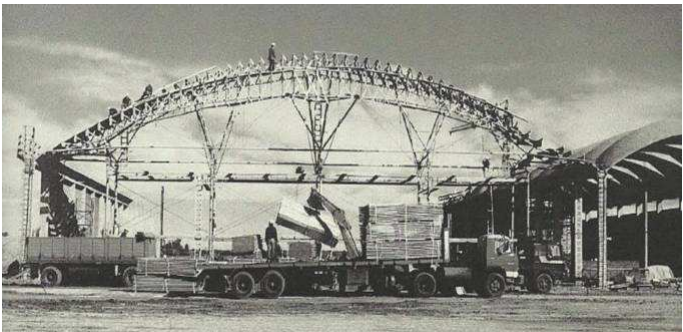


fig. 6.69.a | b. Los trabajos debían contemplar el análisis de las adecuadas condiciones de encofrado, habitualmente con sistemas que permitían el desplazamiento para evitar costosos sistemas continuos.

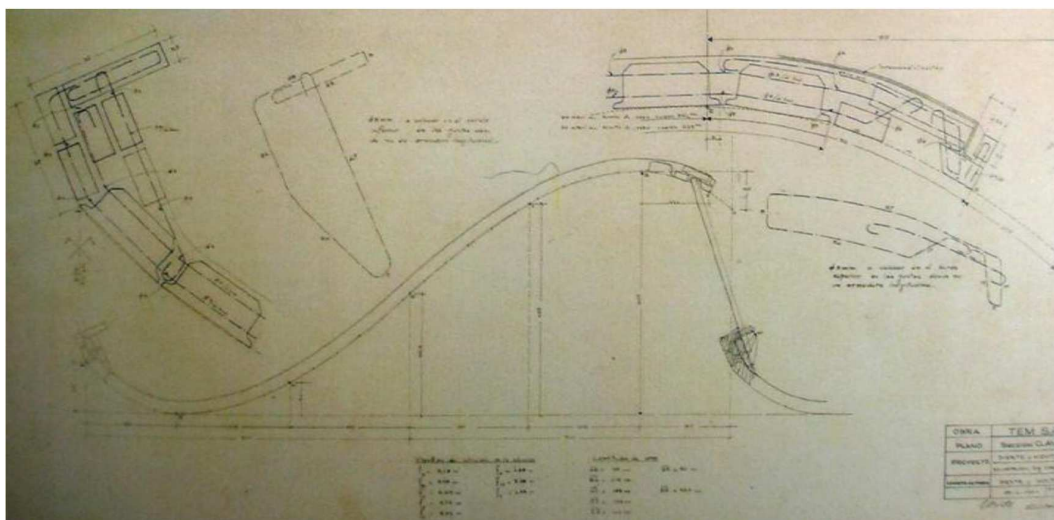


fig. 6.71. Detalle de armado de nervios de borde en una lámina gaussa según planos originales de Eladio Dieste (bajo desarrollo de la empresa Dieste y Monatáñez para la Empresa TEM. 1960-1962)

Dieste introdujo la bóveda de directriz catenaria, más ajustada a la forma del propio diagrama de esfuerzos y, lo que es más importante, eliminó los tímpanos rígidos que cumplían una función análoga a la de las vigas de borde de las bóvedas clásicas y, por tanto, limitaban seriamente su condición autoportante.

Otra decisiva aportación fueron las losas planas situadas en los extremos de la serie de bóvedas, cuya misión es resistir la componente horizontal de los empujes durante la construcción y fijar en el espacio las aristas generatrices extremas una vez terminada la obra. Dada la tendencia a exhibir el canto de la lámina que los voladizos producen, la presencia de estas delgadas losas como remate del sistema de bóvedas refuerza todavía más la extremada ligereza visual de las cubiertas proyectadas por Dieste. Para consolidar esos hallazgos Dieste ha debido demostrar la indeformabilidad de ese tipo de estructura y la capacidad del conjunto de actuar como una membrana elástica.

Todo ello forma parte de lo que el propio Dieste ha llamado “*conciencia de la forma*”. Esa misma conciencia le lleva a emplear los procedimientos técnicos de un modo nada formulario, buscando en cada caso la solución morfológicamente más adecuada.

El empleo que hace de las bóvedas autoportantes resulta, en este sentido, ejemplar. Así, el valor de una sola bóveda, como la que cubre el Pabellón de deportes del Club de Remeros de Salto de 16 m de luz, es bien distinto al de la serie de siete bóvedas de 6 m de luz que forman la cubierta de la Terminal de Omnibus de Autobuses. Del mismo modo que, en la fábrica Refrescos del Norte, es muy distinto el papel que en la composición se otorga a la serie de amplias bóvedas que constituyen el núcleo del edificio, del que se concede al delicado pabellón de control y acceso formado por dos bóvedas sustentadas por tres únicos pilares dejando voladizos de 12 m a ambos lados.



fig. 6.72. Imágenes del Club de Remeros. Salto, Uruguay (1978)

DIESTE, Eladio

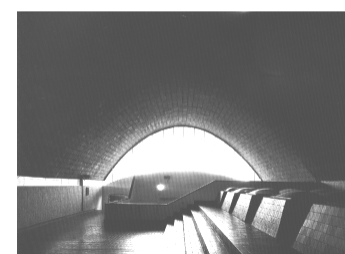


fig. 6.73. Fábrica de Refrescos del Norte. Salto, Uruguay (1977)

DIESTE, Eladio

Desde las primeras experiencias formales, entre las que bien podríamos señalar una obra tan emblemática como la Iglesia del Cristo Obrero en Atlántida (1952-1958), convertida en auténtico laboratorio de formas y materiales, hasta el epílogo que puede constituir la Iglesia de San Juan de Ávila (1996), el dominio del sistema que mostró Eladio Dieste puso de nuevo un valor un sistema de construcción de mínimos, económicos y materiales, recuperando el catálogo compositivo formal que había generado la obra de Guastavino.



fig. 6.74.a | b. Imágenes de proyecto, del interior de la iglesia y de la entrada principal de la Iglesia del Cristo Obrero, construida en la Atlántida, Uruguay. 1952

DIESTE, Eladio

Todas estas soluciones están avaladas por rigurosos métodos de cálculo que se van perfeccionando lentamente y ajustándose cada vez más al modo en que los materiales trabajan, llegando en ocasiones a desarrollos matemáticos ciertamente complejos.

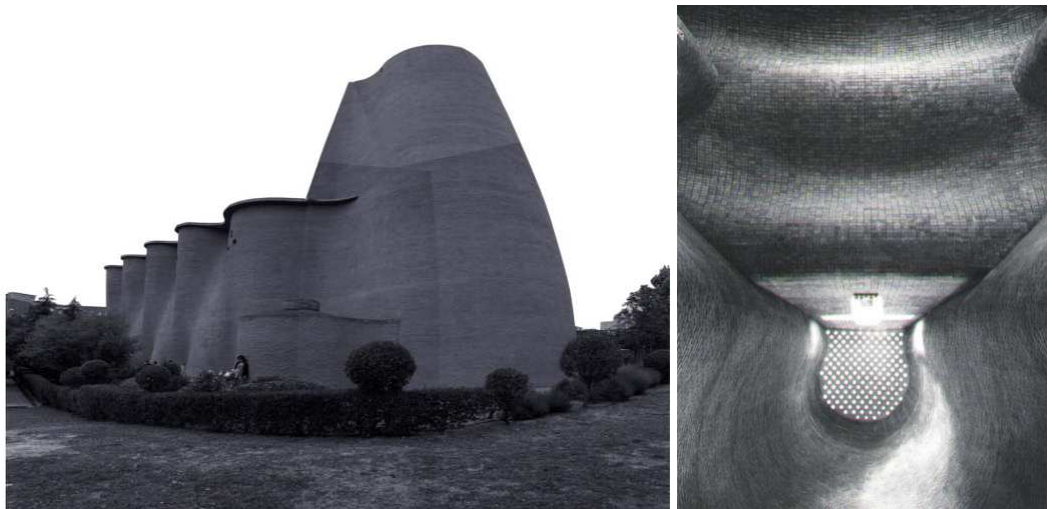


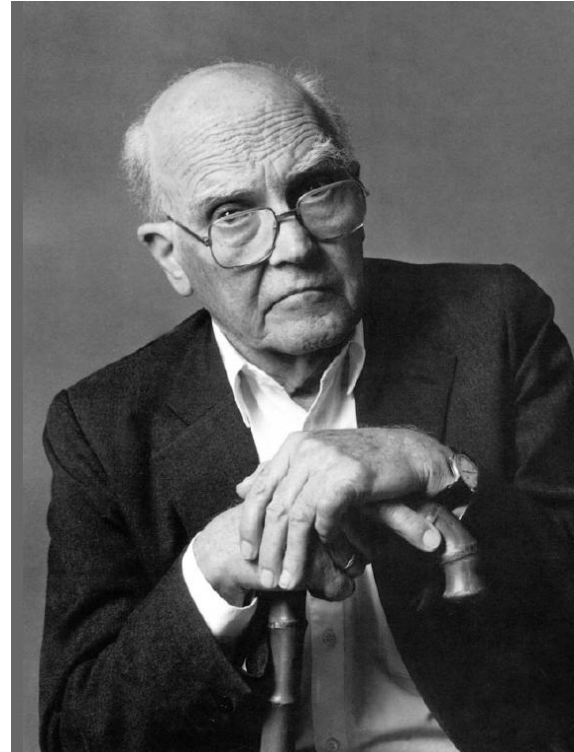
fig. 6.75.a | b. Imágenes de volumen exterior y de juegos de formas en el volumen interior en la Iglesia de San Juan de Ávila, construida en el año 1996.

DIESTE, Eladio

En todas sus construcciones se produce una especie de inversión del orden tectónico convencionalmente aceptado, como si en cierta medida fuera posible eludir los dictados de la ley de la gravedad. En algunos de sus edificios resulta incluso difícil percibir el modo en que éstos se sustentan. *Estamos, sin duda, ante una construcción técnica, pero también ante una construcción mágica.* Dieste logra que ingeniería y magia, en vez de actuar como fuerzas opuestas o contradictorias, se comporten como verdaderas aliadas, fruto de ejercer simultáneamente la intuición certera y profunda, y la paciente tarea de comprobación experimental.

“La física en general a lo que se refiere es a la medida de las cosas y la medida de éstas no las agota, por eso es necesario el salto del arte, que permite entrar en la esencia de las cosas”

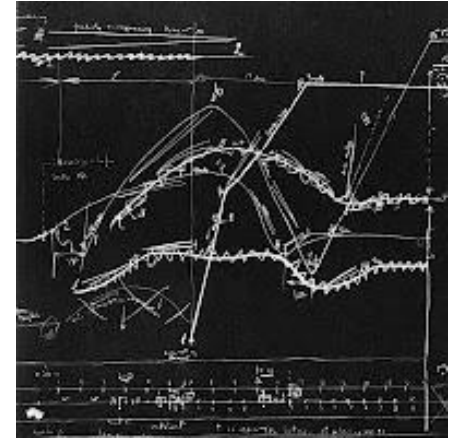




Más de una vez me he encontrado con una sorpresa, entre incrédula y divertida, acerca del hecho de que hayamos construido grandes estructuras laminares de ladrillo, como pareciendo suponer que se trata de una manía personal, intransferible y perecedera, por la supuesta complejidad de las técnicas y los métodos de cálculo empleados, y por el hecho de que la inevitable evolución hacia una civilización industrial de alta tecnología barrerá con los vestigios de técnicas que se suponen superadas...

Sería tonto negar que detrás de cada solución hay una ingente suma de trabajo técnico, pero no es el que se supone sino otro, a la vez más difícil y más fácil, en el que la forma pensada, los métodos de cálculo, la técnica de ejecución y el diseño de los equipos necesarios, están íntimamente relacionados, requiriendo todo el proceso, más que una gran complejidad analítica, una especie de fidelidad vigilante a los fundamentos de la mecánica teórica y de la resistencia de materiales...".

DIESTE, Eladio (1917-2000)



ANEXO. ANÁLISIS MODAL

ecuaciones diferenciales de movimiento

Un sistema con N gdl es aquél que precisa de N parámetros o coordenadas para que su posición y configuración deformada quede definida. Por regla general, aunque no siempre, se suelen tomar como coordenadas del sistema los desplazamientos de un conjunto de puntos llamados nodos (nudos). La hipótesis de discretización realizada para pasar del sistema continuo a uno de N gdl implica que el desplazamiento de un punto cualquiera puede ser calculado a partir de los desplazamientos de dichos nudos.

Una vez elegidos los grados de libertad del sistema, pueden definirse los coeficientes de rigidez, inercia y amortiguamiento del modo siguiente:

- Coeficiente de rigidez k_{ij} : fuerza que hay que aplicar según el gdl i para producir un desplazamiento unidad según el gdl j , y cero según todos los demás gdl.
- Coeficiente de inercia m_{ij} : fuerza que hay que aplicar según el gdl i para producir una aceleración unidad según el gdl j y cero según todos los demás gdl.
- Coeficiente de amortiguamiento c_{ij} : fuerza que hay que aplicar según el gdl i para que aparezca una velocidad unidad según el gdl j y cero según todos los demás gdl.

El modo de calcular los coeficientes k_{ij} , m_{ij} y c_{ij} es propio del método de discretización que se adopte; en este caso, se supondrán conocidos. A su vez, los coeficientes k_{ij} , m_{ij} y c_{ij} se pueden agrupar formando matrices llamadas matriz de rigidez $[K]$, matriz de inercia $[M]$ y matriz de amortiguamiento $[C]$.

Puestos a calcular las ecuaciones diferenciales del movimiento de un sistema de N gdl, si el sistema es lineal, se podrá aplicar el Principio de Superposición: la fuerza exterior que actúa sobre un grado de libertad debe estar en equilibrio con las fuerzas que producen el desplazamiento, velocidad y aceleración, en ese grado de libertad y en todos los demás.

Utilizando los coeficientes definidos, esta condición puede establecerse analíticamente:

$$\sum_{j=1}^n k_{ij} \cdot x_j + \sum_{j=1}^n c_{ij} \cdot \dot{x}_j + \sum_{j=1}^n m_{ij} \cdot \ddot{x}_j = f_i(t) \quad i=1,2,\dots,n$$

sistema de N ecuaciones diferenciales ordinarias de segundo orden, que puede establecerse con notación matricial en la forma:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [C] \cdot \{\dot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = \{f(t)\}$$

Estas son las ecuaciones diferenciales del movimiento buscadas.

vibraciones libres de sistemas no amortiguados

Suponiendo que no actúan cargas exteriores y que no hay términos disipativos, las ecuaciones diferenciales de equilibrio se reducen a: $[M] \cdot \{\ddot{x}(t)\} + [K] \cdot \{x(t)\} = \{0\}$ con las condiciones iniciales $\{\dot{x}(0)\} = \{\dot{x}_0\}$, $\{x(0)\} = \{x_0\}$

Si se analiza el trabajo de las fuerzas elásticas en un sistema mecánico, éste es igual a la energía elástica almacenada por el sistema y sólo puede tomar valores positivos o nulos (cuando los desplazamientos $\{x\}$ correspondan a desplazamientos de un sólido rígido y, por tanto, no comporten deformación elástica). De aquí se deduce que $[K]$ es una matriz positivo-definida (si no son posibles movimientos de sólido rígido) o positiva semidefinida (cuando sí lo son).

Análogamente, puede estudiarse el trabajo realizado contra las fuerzas de inercia, que será igual a la energía cinética del sistema. Puesto que una energía cinética negativa o nula no tiene sentido cuando las velocidades son distintas de cero, la matriz de inercia $[M]$ será positivo-definida.

Estas propiedades de $[K]$ y $[M]$ permiten deducir importantes consecuencias, aplicando el Álgebra al siguiente problema de valores y vectores propios (VVPP) generalizado:

$$[K] \cdot \{\bar{X}^i\} = \lambda_i \cdot [M] \cdot \{\bar{X}^i\}$$

donde λ_i es el i ésimo valor propio y $\{\bar{X}^i\}$ el correspondiente vector propio asociado, que se supondrá normalizado respecto a la matriz $[M]$; esto es:

$$\{\bar{X}^i\}^T \cdot [M] \cdot \{\bar{X}^i\} = 1$$

Si las matrices $[K]$ y $[M]$ son ambas positivo-definidas, los valores propios λ_i son todos positivos. A su vez, si $[K]$ es positivo-semidefinida habrá uno o más valores propios iguales a cero. Por lo tanto, en ningún caso habrá valores propios negativos y, por lo tanto, se podrá hacer $\lambda_i = \omega_i^2$, siendo $\omega_i^2 \leq \omega_{i+1}^2$

De esta forma, el problema de VVPP generalizado podrá expresarse para todos los vectores propios a la vez:

$$[K] \cdot [\bar{X}] = [M] \cdot [\bar{X}] \cdot [\omega^2]$$

donde $[\bar{X}]$ es una matriz cuyas columnas son los vectores propios normalizados respecto a la matriz de inercia, y $[\omega^2]$ es una matriz diagonal cuyos elementos son los valores propios ω_i^2 .

Los vectores propios tienen la propiedad de ser ortogonales respecto a las matrices $[K]$ y $[M]$.

Como además están normalizados, se dice que son ortonormales. Las ecuaciones de normalización, juntamente con las de ortogonalidad, pueden escribirse para todos los vectores propios:

$$[\bar{X}]^T \cdot [M] \cdot [\bar{X}] = [I] \quad [\bar{X}]^T \cdot [K] \cdot [\bar{X}] = [\omega]$$

Con la matriz $[\bar{X}]$, cuyas columnas son los vectores propios normalizados respecto a la matriz de inercia, se lleva a cabo el cambio de variable

$$\{x\} = [\bar{X}] \cdot \{\tilde{x}\}$$

en el sistema

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = \{0\}$$

Premultiplicando por $[\bar{X}]^T$ y considerando la ortonormalidad de los vectores propios con respecto a $[M]$ y $[K]$, resulta:

$$[I] \cdot \{\ddot{\tilde{x}}\} + [\omega] \cdot \{\tilde{x}\} = \{0\}$$

Sistema de ecuaciones desacopladas; es decir, en la ecuación i:

$$\ddot{\tilde{x}}_i + \omega_i^2 \cdot \tilde{x}_i = 0$$

no interviene más que la variable $\tilde{x}_i = 0$

En las coordenadas $\{\tilde{x}\}$, llamadas coordenadas naturales, el sistema de N ecuaciones diferenciales con N incógnitas se transforma en N ecuaciones de una incógnita. Del mismo modo, a los vectores propios $\{\bar{X}^i\}$ se les llama modos naturales de vibración, y sus valores propios no son otra cosa sino los cuadrados de las frecuencias naturales asociadas al vector propio (modo natural) correspondiente.

vibración del sistema según un modo de vibración

Todas las condiciones iniciales de velocidad y desplazamiento son nulas excepto las correspondientes a la coordenada natural i, de forma que

$$\dot{\tilde{x}}_i(0) = 0 \quad \tilde{x}_i(0) = \tilde{x}_{i0}$$

La ecuación diferencial correspondiente:

$$\ddot{\tilde{x}}_i + \omega_i^2 \cdot \tilde{x}_i = 0$$

tiene por solución

$$\tilde{x}_i = \tilde{x}_{i0} \cdot \cos(\omega_i t)$$

siendo todas las demás \tilde{X}_j idénticamente nulas para $j \neq i$. En tal caso, la solución en las coordenadas originales $\{x\}$ es:

$$\{x\} = [\bar{X}] \cdot \{\tilde{x}\} = \{\bar{X}^1\} \cdot \tilde{X}_1 + \{\bar{X}^2\} \cdot \tilde{X}_2 + \dots + \{\bar{X}^n\} \cdot \tilde{X}_n = \{\bar{X}^i\} \cdot x_i = \{\bar{X}^i\} \cdot \tilde{X}_{i0} \cdot \cos(\omega_i t)$$

La solución resulta ser una función armónica en la que todos los puntos del sistema oscilan alrededor de la posición de equilibrio con la misma frecuencia. Por lo tanto, si se desplaza el sistema respecto de su posición de equilibrio estático en la forma de un modo natural o vector propio $\{\bar{X}^1\}$, el sistema comienza a oscilar armónicamente alrededor de dicha posición de equilibrio, siendo la posición adoptada por el sistema en cualquier instante de tiempo el resultado de multiplicar el modo natural correspondiente por un determinado valor escalar. Estas oscilaciones se producen a la frecuencia propia de ese modo natural (ω_i).

Si el desplazamiento del sistema respecto de la posición de equilibrio se hace no según un determinado modo natural, sino según una combinación de modos, la solución es asimismo una combinación de varios movimientos armónicos de distinta frecuencia. El resultado final de tal combinación no es - en general - ni armónico, ni periódico.

vibraciones forzadas en sistemas no amortiguados

El tratamiento de las vibraciones forzadas en sistemas sin amortiguamiento es análogo al realizado para las vibraciones libres. La ecuación matricial de equilibrio es en este caso:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}(t)\} + [K] \cdot \{x(t)\} = \{f(t)\}$$

Realizando el cambio $\{x\} = [\bar{X}] \cdot \{\tilde{x}\}$ y premultiplicando por $[\bar{X}]^T$:

$$[\bar{X}]^T \cdot [M] \cdot [\bar{X}] \cdot \{\ddot{\tilde{x}}\} + [\bar{X}]^T \cdot [K] \cdot [\bar{X}] \cdot \{\tilde{x}\} = [\bar{X}]^T \cdot \{f\}$$

Introduciendo las condiciones de ortonormalidad de los modos con respecto a $[M]$ y $[K]$, el sistema se reduce a:

$$\{\ddot{\tilde{x}}(t)\} + [\omega^2] \cdot \{\tilde{x}(t)\} = \{\tilde{f}(t)\}$$

$$\text{donde } \{\tilde{f}(t)\} = [\bar{X}]^T \cdot \{f(t)\}$$

Si se quiere analizar la excitación de un solo modo de vibración del sistema podemos partir del planteamiento que surge de considerar cómo tendrían que ser las fuerzas introducidas al sistema, $\{f(t)\}$, si se quisiera que sólo la componente i de $\{\tilde{f}(t)\}$ fuera distinta de cero.

Recordando que $[\bar{X}]^T \cdot [M] \cdot [\bar{X}] = [I]$ y premultiplicando la expresión por $([\bar{X}]^T)^{-1}$ resulta:

$$([\bar{X}]^T)^{-1} = [M] \cdot [\bar{X}]$$

lo que nos permite despejar el vector $\{f(t)\}$ de $\{\tilde{f}(t)\} = [\bar{X}]^T \cdot \{f(t)\}$

$$\{f(t)\} = [M] \cdot [\bar{X}] \cdot \{\tilde{f}(t)\} = [M] \cdot \{\bar{X}^i\} \cdot \tilde{f}_i(t)$$

donde $\tilde{f}_i(t) = 0$ para todo valor $i \neq i$

El vector $\{f(t)\}$ de fuerzas actuantes sobre el sistema en estas condiciones se caracteriza por:

$$\{\bar{X}^i\}^T \cdot \{f(t)\} = \{\bar{X}^i\}^T \cdot [M] \cdot \{\bar{X}^i\} \cdot \tilde{f}_i(t) = \delta_{ij} \cdot \tilde{f}_i(t)$$

siendo δ_{ij} la función δ de Dirac.

Es decir, este vector $\{f(t)\}$ particular es un vector ortogonal a todos los restantes modos; o lo que es lo mismo, no da trabajo con ningún otro modo natural que no sea el i . Además, el trabajo que da con el modo i es precisamente igual (numéricamente) a la fuerza $\tilde{f}_i(t)$ que se trata de sintetizar. Sólo el modo i se activa, porque sólo al modo i se le transfiere energía, y los modos no pueden transmitírsela de unos a otros. El movimiento resultante en tal caso será la vibración del sistema según el modo natural de vibración i .

vibraciones en sistemas amortiguados

La presencia de amortiguamiento complica considerablemente la resolución del problema, tanto en su formulación analítica como en las implicaciones conceptuales que conlleva. Así, en ocasiones, el método más eficaz de resolver las ecuaciones diferenciales del movimiento será el de integrarlas numéricamente paso a paso.

La ecuación diferencial matricial que gobierna el movimiento de un sistema de N gdl con amortiguamiento viscoso lineal tiene la forma:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}(t)\} + [C] \cdot \{\dot{x}(t)\} + [K] \cdot \{x(t)\} = \{f(t)\}$$

la transformación de coordenadas:

$$\{x(t)\} = [\bar{X}] \cdot \{\tilde{x}(t)\}$$

empleada en los casos de vibraciones sin amortiguamiento para diagonalizar las matrices $[K]$ y $[M]$ y desacoplar los grados de libertad no tiene porqué diagonalizar también la matriz $[C]$.

De hecho, en general la matriz $[C]$ no podrá ser diagonalizada y, por tanto, las ecuaciones del movimiento no podrán ser desacopladas. Esta limitación en la aplicación de las técnicas del análisis modal convencional a los problemas con amortiguamiento, es responsable de las especiales dificultades que presentan estos problemas.

De cualquier forma, las condiciones en las que actúa el amortiguamiento en los sistemas reales no suelen ser conocidas, lo que obliga a realizar hipótesis simplificativas sobre el valor y la forma que adopta el amortiguamiento. En tal caso, se puede, a veces sin dificultades adicionales, adoptar para el amortiguamiento un modelo matemático que permita diagonalizar la matriz $[C]$, al mismo tiempo que las matrices $[K]$ y $[M]$. De esta manera, el análisis modal seguirá siendo la herramienta óptima para la resolución del problema.

Se llama AMORTIGUAMIENTO PROPORCIONAL a aquella hipótesis de modelización del amortiguamiento que permite desacoplar las ecuaciones del movimiento. En el caso más general, cuando no es posible esta diagonalización de la matriz $[C]$, se dice que se está en el caso de AMORTIGUAMIENTO NO PROPORCIONAL.

- sistemas con amortiguamiento proporcional

Si la matriz $[C]$ debe ser diagonalizada junto con $[K]$ y $[M]$, en la expresión que se adopte para $[C]$ lógicamente deberán intervenir las matrices $[K]$ y $[M]$. Así, la matriz $[C]$ es diagonalizable cuando puede ser expresada como combinación lineal de las matrices de rigidez e inercia.

Sea la expresión:

$$[C] = \alpha_0 \cdot [M] + \alpha_1 \cdot [K]$$

aplicando la transformación $[\bar{X}]$:

$$[\bar{X}]^T \cdot [C] \cdot [\bar{X}] = \alpha_0 \cdot [\bar{X}]^T \cdot [M] \cdot [\bar{X}] + \alpha_1 \cdot [\bar{X}]^T \cdot [K] \cdot [\bar{X}] = \alpha_0 \cdot [I] + \alpha_1 \cdot [\omega^2]$$

De esta manera, la matriz $[C]$ diagonalizada es una matriz cuyos elementos pueden adoptar la forma:

$$\alpha_0 + \omega_i^2 \cdot \alpha_1 = 2 \cdot \xi_i \cdot \omega_i$$

Los términos de la diagonal de la matriz $[C]$ se hacen igual a $(2\xi_i\omega_i)$ para mantener la analogía con los sistemas de 1 gdl, permitiendo determinar el valor del amortiguamiento relativo correspondiente al modo i :

$$\xi_1 = \frac{\alpha_0}{2 \cdot \omega_1} + \frac{\alpha_1 \cdot \omega_1}{2}$$

Suponiendo pues que la matriz $[C]$ sea diagonalizable y aplicando la consiguiente transformación que pasa a las coordenadas naturales, se llega a un sistema de ecuaciones desacopladas:

$$\{\ddot{\tilde{X}}(t)\} + [2 \cdot \xi \cdot \omega] \cdot \{\dot{\tilde{X}}(t)\} + [\omega^2] \cdot \{\tilde{X}(t)\} = \{\tilde{f}(t)\}$$

que consta de N ecuaciones diferenciales de la forma:

$$\ddot{\tilde{X}}_i(t) + 2 \cdot \xi_i \cdot \omega_i \cdot \dot{\tilde{X}}_i(t) + \omega_i^2 \cdot \tilde{X}_i(t) = \tilde{f}_i(t)$$

Cada ecuación habrá de ser complementada con sus correspondientes condiciones iniciales. Ni en la ecuación i , ni en sus condiciones iniciales intervienen para nada las restantes coordenadas y fuerzas modales. Dos son las consecuencias que pueden deducirse y que caracterizan a estos sistemas distinguiéndolos de los sistemas con amortiguamiento no proporcional:

- Como la ecuación es idéntica a la del sistema básico con un gdl, si se desplaza el sistema de la posición de equilibrio según la coordenada natural \tilde{X}_i y se deja libre, comenzará un movimiento armónico (para amortiguamiento subcrítico) cuya amplitud decrecerá exponencialmente. Considerando este movimiento del sistema según el modo natural i , resulta que todos los puntos del sistema vibran en fase, esto es, todos pasan al mismo tiempo por la posición de equilibrio y todos alcanzan al mismo tiempo sus valores máximos y mínimos.
- Con un desplazamiento inicial según un determinado modo (todas las condiciones iniciales de velocidad y desplazamiento nulas excepto las correspondientes a la coordenada natural i : $\dot{\tilde{X}}_i(0) = 0, \tilde{X}_i(0) = \tilde{X}_{i0}$) en las vibraciones libres subsiguientes no se inicia ningún movimiento según las restantes coordenadas naturales, debido a que los modos están completamente desacoplados.

• sistemas con amortiguamiento no proporcional

El método más general de análisis de vibraciones es el método de integración paso a paso del sistema de ecuaciones diferenciales del movimiento. Existen varios métodos numéricos para realizar esta integración. Teóricamente muchos de ellos son semejantes y en su aplicación práctica se diferencian tan sólo en el valor numérico de algunos coeficientes. Las características deseables en estos métodos, y desde cuya perspectiva unos métodos son superiores a otros, son: estabilidad, precisión y economía.

El fundamento de muchos de estos métodos de integración paso a paso es el mismo: dado el valor del desplazamiento, velocidad y aceleración en el instante $t_n = t$ (y en instantes anteriores según algunos métodos), determinar el desplazamiento, velocidad y aceleración en el instante $t_{n+1} = t + \Delta t$. A modo de referencia, se describe a continuación brevemente una de las más conocidas y utilizadas familias de métodos de integración paso a paso: el Método de Newmark. Este método parte de la ecuación de equilibrio dinámico particularizada para el instante t_{n+1} :

$$[M] \cdot \{\ddot{x}_{n+1}\} + [C] \cdot \{\dot{x}_{n+1}\} + [K] \cdot \{x_{n+1}\} = \{f_{n+1}\}$$

En esta expresión los vectores desplazamiento, velocidad y aceleración son desconocidos, pero bajo determinadas hipótesis el desplazamiento y la velocidad pueden ponerse en función de la aceleración $\{\ddot{x}_{n+1}\}$ y de los resultados de la etapa anterior, con lo que queda un único vector incógnita. Para expresar la velocidad y el desplazamiento en función de la aceleración Newmark utiliza las siguientes expresiones:

$$\{\dot{x}_{n+1}\} = \{\dot{x}_n\} + \Delta t \cdot ((1 - \gamma) \cdot \{\ddot{x}_{n+1}\})$$

$$\{x_{n+1}\} = \{x_n\} + \Delta t \cdot \{\dot{x}_n\} + \frac{(\Delta t)^2}{2} \cdot ((1 - 2\beta) \cdot \{\ddot{x}_n\} + 2\beta \cdot \{\ddot{x}_{n+1}\})$$

Siendo γ y β dos parámetros cuyos valores caracterizan a los distintos métodos de la familia. La primera expresión puede interpretarse como una corrección de la velocidad $\{\dot{x}_n\}$ obtenida mediante integración de una aceleración interpolada linealmente en un punto determinado por el parámetro γ , y puede hacerse una interpretación análoga para la segunda expresión.

Sustituyendo ambas expresiones en la ecuación de equilibrio se obtiene:

$$([M] + \gamma \cdot \Delta t \cdot [C] + \beta \cdot (\Delta t)^2 \cdot [K]) \cdot \{\ddot{x}_{n+1}\} = \{f_{n+1}\} - [K] \cdot \{x_n\} - \\ - ([C] + \Delta t \cdot [K]) \cdot \{\dot{x}_n\} - ((1 - \gamma) \cdot \Delta t \cdot [C] + (1 - 2\beta) \cdot \frac{(\Delta t)^2}{2} \cdot [K]) \cdot \{\ddot{x}_n\}$$

En una primera, pero atenta, observación de la expresión se aprecia que si (como es habitual en muchas ocasiones) las matrices $[M]$ y $[C]$ se toman como matrices diagonales, el sistema de ecuaciones resultante es particularmente fácil de resolver cuando se toma $\beta=0$, ya que no hay que triangularizar ninguna matriz. Los métodos que poseen esta característica se denominan explícitos, e implícitos aquéllos que no la poseen.

Los métodos explícitos requieren muchas menos operaciones aritméticas por etapa que los implícitos, pero son condicionalmente estables, el hecho de que converjan o no a una solución depende del tamaño de etapa Δt de integración. En general, sus campos de aplicación son diferentes: los métodos implícitos son preferibles en problemas cuya respuesta está gobernada por los modos de frecuencias más bajas. A estos problemas se les llama problemas de tipo sísmico, pues el cálculo de la respuesta a terremotos es uno de sus ejemplos más significativos. En ellos es conveniente utilizar matrices de inercia y amortiguamiento consistentes (no diagonales) y el tamaño de etapa Δt viene determinado exclusivamente por consideraciones de precisión.

Cuando la respuesta viene gobernada por los modos de frecuencias más altas se dice que está en un problema de propagación de ondas. Los problemas de impacto y ondas elásticas son ejemplos significativos de esta clase de problemas. En los problemas de propagación de ondas suele ser conveniente el utilizar métodos explícitos con matrices de inercia y amortiguamiento diagonales, pues esto además de facilitar los cálculos mejora las condiciones de estabilidad. En estos problemas, el tamaño de etapa Δt se determina por consideraciones de precisión y de estabilidad.

En ocasiones, pueden utilizarse métodos distintos en diferentes instantes del análisis. Por ejemplo, en los problemas de impacto predominan los modos altos en los primeros momentos después del choque, pero poco a poco va creciendo la influencia de los modos bajos hasta llegar a ser a su vez predominantes.

Se han desarrollado también métodos mixtos que utilizan simultáneamente, métodos diferentes en distintas partes del sistema. Así por ejemplo, en un problema de interacción terreno-estructura puede utilizarse un método para el terreno y otro diferente para la estructura, o bien un mismo método pero con tamaños de etapa diferentes. Los métodos mixtos tratan de aprovechar al máximo las características del problema y de los distintos métodos, con objeto de minimizar el trabajo necesario para realizar la integración.

vibraciones forzadas en sistemas con amortiguamiento no proporcional

En el caso general de sistemas con N gdl, el sistema de ecuaciones diferenciales del movimiento que hay integrar se reduce a:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}(t)\} + [C] \cdot \{\dot{x}(t)\} + [K] \cdot \{x(t)\} = \{f(t)\}$$

Suponiendo una excitación armónica en la forma:

$$\{f(t)\} = \{f_0\} \cdot e^{i\omega t}$$

Se van a buscar soluciones armónicas estacionarias en la forma:

$$\{x(t)\} = \{X\} \cdot e^{i\omega t}$$

Introduciendo estas expresiones resulta:

$$(-\omega^2 \cdot [M] + i\omega \cdot [C] + [K]) \cdot \{X\} \cdot e^{i\omega t} = \{f_0\} \cdot e^{i\omega t}$$

Llamando matriz de impedancia mecánica a la matriz:

$$[Z(\omega)] = -\omega^2 \cdot [M] + i\omega \cdot [C] + [K]$$

y definiendo su inversa $[H(\omega)] = [Z(\omega)]^{-1}$, la solución de la ecuación diferencial será:

$$\{x(t)\} = \{X\} \cdot e^{i\omega t} = [H(\omega)] \cdot \{f_0\} \cdot e^{i\omega t}$$

La matriz $[H(\omega)]$ juega en los sistemas con N gdl el mismo papel que la función de transferencia juega en los sistemas con 1 grado de libertad. Por esto, a dicha matriz se le llama Matriz de Transferencia: la respuesta de un sistema con N grados de libertad ante una excitación armónica se obtiene multiplicando el vector de amplitudes de las fuerzas excitadoras por la matriz de transferencia $[H(\omega)]$.

análisis de Fourier

Si las fuerzas introducidas en el sistema $\{f(t)\}$ no son armónicas, pero admiten transformada de Fourier (TDF), el vector $\{f(t)\}$ podrá expresarse como suma de infinitas componentes armónicas de frecuencias distintas, mediante las bien conocidas expresiones de la TDF y la TDFI (transformada de Fourier Inversa), respectivamente:

$$\{F(\omega)\} = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \{f(t)\} \cdot e^{-i\omega t} \cdot dt$$

$$\{f(t)\} = \int_{-\infty}^{\infty} \{F(\omega)\} \cdot e^{i\omega t} \cdot d\omega$$

En tal caso, si el sistema es lineal, su respuesta ante la fuerza $\{f(t)\}$ será la suma de las respuestas para cada una de sus componentes en frecuencia, es decir:

$$\{x(t)\} = \int_{-\infty}^{\infty} [H(\omega)] \cdot \{F(\omega)\} \cdot e^{i\omega t} \cdot d\omega$$

Pero esta expresión coincide con la de la TDFI, luego:

$$\{X(\omega)\} = [H(\omega)] \cdot \{F(\omega)\}$$

Expresión que relaciona la TDF de la excitación y de la respuesta a través de la matriz de transferencia $[H(\omega)]$. La expresión es representativa de todo un método de resolución de la ecuación del movimiento para sistemas con N gdl.

Existe también el método de la Integral de Convolución análogo al visto para sistemas de 1 gdl, y en el que la respuesta del sistema se calculaba mediante la expresión del tipo:

$$x(t) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t - \tau) \cdot h(\tau) \cdot d\tau$$

siendo $h(t)$ la respuesta ante un impulso unitario.

Para generalizar este método a sistemas de N gdl se define la función $h_{ij}(t)$, que es la respuesta según el grado de libertad i a un impulso unitario según el grado de libertad j . En tal caso, la respuesta real del sistema según el grado de libertad i será la suma de las integrales de Convolución entre este grado de libertad y todos los demás:

$$x_i(t) = \sum_{j=1}^n \int_{-\infty}^{\infty} f_j(t - \tau) \cdot h_{ij}(\tau) \cdot d\tau$$

o bien matricialmente:

$$\{x_i(t)\} = \int_{-\infty}^{\infty} [h(\tau)] \cdot \{f(t - \tau)\} \cdot d\tau$$

Para ver la relación existente entre $[H(\omega)]$ y $[h(t)]$, se puede suponer una excitación impulso según el grado de libertad j y ninguna excitación según los demás grados de libertad. Aplicando la TDF:

$$F_j(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \delta(t) \cdot e^{-i\omega t} dt$$

y para $k \neq j$: $F_k(\omega) = 0$

Recordando que $\{X(\omega)\} = [H(\omega)] \cdot \{F(\omega)\}$, en este caso:

$$\{X(\omega)\} = \frac{1}{2\pi} \cdot \{H_j(\omega)\}$$

donde $\{H_j(\omega)\}$ es la columna j de la matriz $[H(\omega)]$. Por otra parte, teniendo en cuenta la definición de TDF, el vector $\{X(\omega)\}$ será:

$$\{X(\omega)\} = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \{x(t)\} \cdot e^{-i\omega t} \cdot dt$$

Considerando las dos últimas expresiones y teniendo en cuenta que, por definición de $h_{ij}(t)$, $\{x(t)\}$ es la columna j de $[h(t)]$:

$$\{H_j(\omega)\} = \int_{-\infty}^{\infty} \{h_j(t)\} \cdot e^{-i\omega t} \cdot dt$$

y como la columna j es una columna cualquiera:

$$[H(\omega)] = \int_{-\infty}^{\infty} [h(t)] \cdot e^{-i\omega t} \cdot dt$$

expresión que indica que la matriz de transferencia $[H(\omega)]$ es (2π) por la TDF de la matriz de respuestas a impulsos unitarios $[h(t)]$.

análisis modal

El Análisis Modal es el proceso de determinación de las características dinámicas inherentes a un sistema mecánico y necesarias para la posterior formulación de un modelo matemático del comportamiento dinámico de dicho sistema. Esta modelización dinámica se lleva a cabo en base a los parámetros modales (frecuencias naturales, modos de vibración y relaciones de amortiguamiento) propios del sistema, y que dependen de la distribución de sus características de masa, rigidez y amortiguamiento.

El Análisis Modal parte de la hipótesis lineal de considerar que la respuesta en vibración de un sistema puede ser expresada como una combinación de una serie de movimientos armónicos simples llamados modos naturales de vibración, intrínsecos al sistema y determinados por el valor y distribución de su masa, rigidez y amortiguamiento. Cada modo se define a partir de

sus parámetros modales: frecuencia natural, amortiguamiento modal y forma característica de desplazamiento. El grado de participación de cada modo en el total de la vibración viene determinado por las características de la excitación que actúa sobre el sistema y por las formas de los modos.

Por regla general, no es necesario tener en cuenta un gran número de modos y frecuencias naturales, sino que basta considerar los modos asociados a las frecuencias comprendidas en un determinado rango de interés. Así, cabe esperar un buen comportamiento dinámico del sistema si sus frecuencias naturales están suficientemente alejadas de las velocidades de funcionamiento. No obstante, en muchas ocasiones, estas velocidades vienen prefijadas, lo que obliga a diseñar con restricciones sobre las frecuencias naturales.

El Análisis Modal ayuda a realizar correctamente este diseño:

- Se plantea un diseño previo y se determinan (analítica o experimentalmente) las frecuencias y modos naturales de vibración.
- A la vista de las frecuencias, es posible que interese aumentar o disminuir alguno de dichos valores. El correspondiente modo proporciona la información acerca de qué hacer: para aumentar una frecuencia natural basta rigidizar el sistema de forma que se obstaculice la deformación del modo correspondiente, o bien disminuir la masa de las partes del sistema que tienen los desplazamientos de mayor amplitud.

El Análisis Modal incluye técnicas tanto de carácter teórico, como experimental. Desde el punto de vista teórico, se basa en el establecimiento de un modelo físico del sistema dinámico a estudio que incluya sus propiedades de masa, rigidez y amortiguamiento. Un modelo realista deberá incluir asimismo la distribución espacial de esas propiedades lo que da lugar a la definición de las llamadas matrices de inercia, rigidez y amortiguamiento; que deberán ser incorporadas al sistema de ecuaciones diferenciales del movimiento del sistema. La aplicación del Principio de Superposición permite transformar ese sistema de ecuaciones diferenciales en un problema típico de valores y vectores propios, cuya resolución proporcionará los parámetros modales del sistema, tal y como se ha descrito al analizar los sistemas de N grados de libertad.

fundamentos teóricos

El fundamento teórico de la aplicación del método de Análisis Modal estriba en la relación existente entre la matriz de transferencia $[H(\omega)]$ y las frecuencias y modos naturales de vibración. Dado el carácter introductorio de la presente documentación, sólo se incluye a continuación el desarrollo correspondiente al caso con amortiguamiento nulo, ya que su sencillez permitirá introducir conceptualmente el problema.

Para un sistema de N gdl sin amortiguamiento sometido a la acción de unas acciones externas $\{f(t)\}$, la ecuación de equilibrio dinámico será:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{f(t)\}$$

Para el desarrollo que aquí se pretende, se van a buscar los desplazamientos armónicos que resultan cuando las fuerzas de excitación son también armónicas. Es decir:

$$\{f(t)\} = \{F\}e^{i\omega t}, \{x(t)\} = \{X\}e^{i\omega t}$$

donde $\{X\}$, vector amplitud de la respuesta, es precisamente la incógnita del problema.

Derivando $\{x(t)\}$ respecto al tiempo, sustituyendo y eliminando el término exponencial, se obtiene la expresión que relaciona las amplitudes de la respuesta y la excitación:

$$(-\omega^2[M] + [K]) \cdot \{X\} = \{F\}$$

La solución $\{X\}$ de la ecuación se expresará en función de los modos naturales de vibración del sistema. En realidad, dichos modos no son otra cosa sino los posibles movimientos armónicos que pueden tener lugar en el sistema en condiciones de excitación nula; es decir, que vendrán dados por la resolución de:

$$(-\omega^2[M] + [K]) \cdot \{X\} = \{0\}$$

En términos algebraicos éste es un problema de valores y vectores propios generalizado. Sean dichos valores propios:

$$\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_r^2, \dots, \omega_n^2$$

y los vectores propios asociados

$$\{\bar{X}^1\}, \{\bar{X}^2\}, \dots, \{\bar{X}^r\}, \dots, \{\bar{X}^n\}$$

que coinciden respectivamente con las frecuencias y modos naturales de vibración.

Además, los modos de vibración son ortogonales respecto a $[M]$ y $[K]$; es decir:

$$\{\bar{X}^s\}^T [M] \{\bar{X}^r\} = m_r \delta_{rs} \quad \{\bar{X}^s\}^T [K] \{\bar{X}^r\} = k_r \delta_{rs}$$

donde m_r , y k_r , son las llamadas inercia y rigidez modal.

Particularizando la ecuación para el valor y vector propio “r”:

$$-\omega_r^2 [M] \{\bar{X}^r\} + [K] \{\bar{X}^r\} = \{0\}$$

y premultiplicando por $\{\bar{X}^r\}^T$ resulta:

$$-\omega_r^2 m_r + k_r = 0$$

Ecuación que indica como cada frecuencia natural es el cociente entre la rigidez modal y la inercia modal correspondiente, es decir:

$$\omega_r^2 = \frac{k_r}{m_r}$$

Expresión totalmente similar a la empleada para definir la frecuencia natural de un sistema de 1 grado de libertad.

Por otro lado, los vectores propios $\{\bar{X}^r\}$ forman un sistema de N vectores linealmente independientes que pueden formar una base en un espacio vectorial de dimensión N. Por tanto, el vector incógnita $\{X\}$ se podrá expresar como una combinación lineal (con coeficientes de valor desconocido γ) de los vectores de la base:

$$\{X\} = \sum_{r=1}^n \gamma \{\bar{X}^r\}$$

Sustituyendo esta expresión de $\{X\}$ en

$$(-\omega^2[M] + [K]) \cdot \{X\} = \{F\}$$

premultiplicando por el vector $\{\bar{X}^r\}^T$ y teniendo en cuenta las condiciones de ortogonalidad, se llega a la expresión:

$$(-\omega^2 m_r + k_r) \cdot \gamma_r = \{\bar{X}^r\}^T \{F\}$$

De donde se puede despejar el coeficiente:

$$\gamma_r = \frac{\{\bar{X}^r\}^T \{F\}}{(-\omega^2 m_r + k_r)}$$

Con lo que el vector $\{X\}$ resulta:

$$\{X\} = \sum_{r=1}^n \frac{\{\bar{X}^r\}^T \{F\}}{(-\omega^2 m_r + k_r)} \{\bar{X}^r\} = \sum_{r=1}^n \frac{\{\bar{X}^r\}^T \{F\}}{k_r \left(\frac{1 - \omega^2}{\omega^2} \right)} \{\bar{X}^r\}$$

Expresión muy importante ya que, entre otras cosas:

- Establece que cuando la frecuencia de excitación ω coincide con una de las frecuencias naturales ω_r , la amplitud de la respuesta según el correspondiente modo natural se hace infinita, pues hay un denominador igual a cero. Es decir, tiene lugar un fenómeno de resonancia.
- Permite también determinar fácilmente la expresión de la matriz de transferencia $[H(\omega)]$. Por un lado, sabemos que la matriz de transferencia relaciona la amplitud del desplazamiento y la fuerza en la forma: $\{X\} = [H(\omega)] \cdot \{F\}$.

Por otro, el numerador de la fracción es un escalar, y por tanto su producto por el vector propio es conmutativo. Luego, reordenando la expresión:

$$\{X\} = \sum_{r=1}^n \frac{\{\bar{X}^r\}^T \{\bar{X}^r\}}{k_r \left(\frac{1 - \omega^2}{\omega^2} \right)} \{F\}$$

y comparando se concluye que la matriz de transferencia puede expresarse en función de los modos y frecuencias de vibración (en el caso en que no exista amortiguamiento) en la forma:

$$[H(\omega)] = \sum_{r=1}^n \frac{\{\bar{X}^r\}^T \{\bar{X}^r\}}{k_r \left(\frac{1-\omega^2}{\omega^2} \right)}$$

El problema inverso, es decir, la determinación de las frecuencias y modos naturales a partir del conocimiento de la matriz de transferencia constituye el núcleo del Análisis Modal Experimental. La herramienta matemática usada para resolverlo es un ajuste de funciones basado en la ecuación anterior y en la que los parámetros a determinar son los modos y frecuencias naturales

métodos aproximados

A la hora de estudiar la dinámica de los sistemas con N grados de libertad, el cálculo de la respuesta dinámica del sistema en el tiempo ante la acción de determinadas fuerzas excitadoras, cuando el sistema es no lineal, o cuando en la respuesta del mismo intervienen significativamente un número muy alto de modos (por ejemplo, en problemas de propagación de ondas), los métodos de integración paso a paso de las ecuaciones diferenciales globales del movimiento son la única o la más favorable alternativa disponible. En los restantes casos, dicha integración numérica resulta un proceso excesivamente caro computacionalmente hablando, y casi siempre es más ventajoso desacoplar las ecuaciones del movimiento o determinar la Matriz de Transferencia mediante un cálculo previo de las frecuencias naturales de vibración contenidas en un determinado rango de frecuencias y de los modos naturales de vibración asociados. Es éste un problema que aborda la Teoría del Análisis Modal.

En muchos problemas prácticos, sin embargo, el número de grados de libertad del sistema es tan elevado, que los métodos habituales resultan asimismo prohibitivos. Con el objeto de resolver esta dificultad, se han desarrollado métodos aproximados para el cálculo de frecuencias y modos naturales de vibración que, sin afectar significativamente a la precisión de los resultados obtenidos, permiten reducir en casi un orden de magnitud los tiempos de cálculo necesarios para resolver el problema.

Algunos de estos métodos aproximados, como los métodos de condensación, son simples caminos para reducir el número de grados de libertad; otros, como los métodos de síntesis de componentes, tienen una mayor importancia física, pues son verdaderos métodos de subestructuras, que permiten estudiar el comportamiento dinámico de sistemas más complejos a partir del comportamiento de sus componentes, estudiados tanto teórica como experimentalmente.

- métodos de condensación

En varios de los métodos generales de análisis dinámico citados anteriormente aparece el problema de VVPP generalizado:

$$[K] \cdot \{\bar{X}^i\} = \omega_i^2 \cdot [M] \cdot \{\bar{X}^i\}$$

La resolución de este problema puede ser muy laboriosa cuando su tamaño N es muy grande, como ocurre con frecuencia en la práctica del análisis dinámico de sistemas reales.

Los métodos de condensación (Condesación Estática y Condensación Dinámica o de Guyan) permiten resolver este problema de un modo aproximado, efectuando un número muy inferior de operaciones aritméticas, sobre la base de utilizar un sistema reducido o condensado, de tamaño muy inferior al inicial.

El fundamento de los métodos de condensación esta en el hecho, demostrado matemáticamente, de que el problema de valores y vectores propios generalizado es mucho menos sensible a los errores o perturbaciones en la matriz de inercia, que a los errores o perturbaciones en la matriz de rigidez. En consecuencia, se trata de aprovechar el hecho de que modificando la matriz de inercia, puede llegarse a un problema de valores y vectores propios mucho más fácil de resolver.

Para la aplicación de los métodos de condensación, se separaran los grados de libertad del sistema en "grados de libertad conservados" (n_c) y "grados de libertad eliminados" (n_e) (siendo $n_c \ll n_e$), y se tratará de transformar el problema de VVPP inicial en otro de tamaño n_c , cuya solución sea una aproximación suficientemente buena de la solución exacta.

Los métodos de condensación son muy utilizados en el análisis dinámico de sistemas complejos por su sencillez de implementación y de uso. No obstante, conviene advertir que una utilización incorrecta de ellos puede dar lugar a resultados erróneos, y que el problema fundamental para su aplicación está en la selección de los grados de libertad a conservar en el modelo condensado, tanto en el número de los mismos, como en su distribución.

Se puede decir, de manera general, que se eliminarán aquellos grados de libertad en los que exista aplicada poca masa y gran rigidez. Esto es lo mismo que decir que se seleccionarán como ecuaciones a conservar en el problema condensado aquéllas en las que haya la mayor proporción de masa frente a rigidez. Esta selección debe hacerse a criterio del analista, en función de la distribución de masa y rigidez del problema concreto.

Sin embargo, existen métodos para la selección automática de las ecuaciones a conservar. Entre ellos el más sencillo es el de seleccionar aquellas ecuaciones cuya relación entre los términos de la diagonal de las matrices de rigidez e inercia (m_{ii}/k_{ii}) sea máxima. Este método puede dar muy buenos resultados en muchos casos, pero puede producir asimismo resultados erróneos cuando el sistema presente zonas de rigidez y masa muy diferentes unas de otras, pero de razón masa/rigidez similar.

- métodos de síntesis de componentes

Los métodos de síntesis (con Fronteras Fijas , con Fronteras Móviles) constituyen una interesante alternativa a los métodos de condensación, con importantes ventajas prácticas.

El fundamento de estos métodos está en considerar que el sistema estudiado está dividida en varios componentes o subestructuras distintos. Esta división puede estar basada o no en las características físicas del sistema a analizar.

Los métodos de síntesis se basan en el estudio dinámico de cada componente por separado, en una primera etapa, para estudiar seguidamente el comportamiento dinámico del conjunto, en un proceso de síntesis de los distintos componentes individuales.

Una importante ventaja práctica de algunos de los métodos de síntesis, está en el hecho de que permiten estudiar algunos de los componentes teóricamente y otros experimentalmente, según sea más conveniente uno u otro método.

El objetivo de los métodos de síntesis de componentes es el cálculo aproximado de las frecuencias y modos naturales de vibración del sistema completo, para luego aplicar cualquiera de los métodos de análisis que hacen uso de estas características dinámicas.



bibliografía

- ADELL, Joseph M^o, ROLANDO, Antonio
"Luis Moya y las Bóvedas Tabicadas en la Posguerra Española"
 Informes de la Construcción vol. 56, n° 496, 2005
- ALBUERNE, A. y HUERTA, S.
"Coulomb's theory of arches in Spain CA. 1800: the manuscript of Joaquín Monasterio"
 VI th International Conference on Arch Bridges. College of Civil Engineering. Fuzhou University. China, 2010
- ARAGUAS, Philippe
"L'acte de naissance de la Boveda Tabicada ou le certificat de natutalisation de la voûte catalana"
 Bulletin Monumental, tomo 156-11, Société Française d'Archéologie. 1998
- ARAGUAS, Philippe
"Vouté a la roussillon"
 Butlletí de la Reial Acadèmia Catalana de Belles Arts de Sant Jordi, XIII 1999
- ATAMTURKTUR, S., HEMZ F., y UMAL, C.
"Calibration under uncertainty for finite element models of masonry"
 Natonal Nuclear Security Administration. Clemson University South Carolina, 2010
 ISBN: 978-1243654380
- ATAMTURKTUR, S.
"Structural assessment of Guastavino domes"
 The Pennsylvania State University, 2006
- BAILS, Benito
"Elementos de Matemáticas. Tomo IX. Parte I. Que trata de la arquitectura civil"
 Imprenta de la Viuda de Joachim Ibarra. Madrid, 1796
 (Facs. ed. C.O. de Aparejadores y Arquitectos Técnicos, Murcia, 1983)
- BASSEGODA M., Buenaventura
"La bóveda catalana. Discurso leído el 26 de noviembre de 1946"
 BAS d'Igualada, 1947
- BENVENUTO, Edoardo
"An introduction to the history of Structural Mechanics. Part II.: Vaulted structures and elastic systems."
 Springer Verlag. Nueva York, 1991
 ISBN: 978-0387971872
- BLONDEL, J.F.
"Cours d'Architectue, ou traité de la décoration, distribution et construction des botiments... continué par M.Patte."
 Chez la Veuve Desaint. Paris, 1771-1777
- BONELL. Carmen
"La divina proporción: las formas geométricas"
 Ediciones UPC, 2004
 ISBN: 978-84-9880-171-2
- BORRÁS P., Agapit
"Guastavino 100 years"
 First Guastavino biennial. Vilassart de Dalt, 2009
- BRIZGUZ y BRU, Athanasio G.
"Escuela de Arquitectura Civil, en que se contienen los órdenes de Arquitectura, la distribución de los planos de templo y casas, y el conocimiento de lo materiales"
 Oficina de Joseph de Orga, Valencia, 1738 (Edición facs. Colección Arquitecturas de los Precusores, COA de Aragón, Zaragoza, 1992)
- CAPITEL, Antón
"La arquitectura de Luis Moya Blanco"
 Colegio de Arquitectos de Madrid, 1982
 ISBN: 84-85572-39-4
- CASTAÑÓN de M., Juan y FUNGAIRIÑO N., Alfonso
"Villanueva de la Cañada"
 Revista "Reconstrucción" año III n°28 diciembre 1942, pág. 451
- CHOISY, Auguste
"L'art de bâtir chez les byzantins"
 París, 1883

CHUECA G., Fernando

"El gran arquitecto Luis Moya Blanco"

Academia (Madrid), 70 (primer sem.) 29-34, 1990

CONDE d'ESPIÉ, Felix-F.

"Maniere de rendre toutes sortes d'edifices incombustibles, ou traie sur la construction des voltes, faites avec des briques et du platre, dites voutes plates, et d'un toit de brique, sans charpente, appelle comble brique"

París, 1754

DE LAS CASAS G., Antonio

"Las bóvedas de los Guastavino"

Revista de Obras Públicas nº3422, junio 2002

DIESTE, Eladio

"Estructuras Cerámicas"

Revista de Ingeniería. Nos 657/658/659/660, Montevideo 1963

DIESTE, Eladio

"Bóveda nervada de ladrillo de espejo"

Revista de Ingeniería Montevideo Nº473, septiembre, 1947

DIESTE, Eladio

"Iglesia en Montevideo"

Informes de la Construcción. Instituto Eduardo Torroja nº127. Madrid, 1961

DIESTE, Eladio

"Estructuras de cerámica armada"

Revista de la facultad de arquitectura Nº3. Montevideo, 1961

DIESTE, Eladio

"Double-curvature Shell of reinforced ceramic"

Proceedings of the World Conference on Shell Structures. Washington, 1964

DIESTE, Eladio

"Estructuras de cerámica armada"

HABITAT. Montevideo, 1969

DIESTE, Eladio

"Arquitectura y construcción"

Summa. Buenos Aires, 1980

DIESTE, Eladio

"Las cáscaras autoportantes de directriz catenaria"

ANAIS XXI Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estructural. Rio de Janeiro 1981

DIESTE, Eladio

"Bóvedas arco de directriz catenaria en cerámica armada"

UNESCO. Montevideo, 1985

ESPINOSA, P.C.

"Manual de Construcciones de Albañilería, por Don P.C. Espinosa"

Imprenta a cargo de Severiano Baz. Madrid, 1859 (Facs. Real Academia Española, Consejo General de la Arquitectura Técnica de España, Madrid, 1991)

EWINS, D.J.

"Modal Testing: Theory, practice and application"

Research Studies Press, 2000

FERNÁNDEZ A., Antonio

"Luis Moya Blanco. Maestro en el Recuerdo"

Academia (Madrid), 70 (primer sem.) 71-75, 1990

FOCCE, Federico

"On the safety of the masonry arch. Different formulations from the history of structural mechanics"

Instituto Juan de Herrera. Madrid, 2005

FORNÉS y GURREA, Manuel

"Observaciones sobre la práctica del arte de edificar"

Imprenta del Cabrerizo. Valencia, 1841 (Facs. ed. Librería París-Valencia, Valencia, 1993)

FORNÉS y GURREA, Manuel

"Álbum de proyectos originales de arquitectura, acompañado de lecciones explicativas"

Imprenta de D. Mariano Cabrerizo. Valencia, 1846 (Facs. ed. Ediciones Poniente, Madrid, 1982)

FORTEA L., Manuel y LÓPEZ B., Vicente

"Bóvedas tabicadas: Mitos"

Actas del Quinto Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Burgos 7-9 Junio 2007

I. Juan de Herrera, SEdHC, CICCOP, CEHOPU, Madrid, 2007

FORTEA L., Manuel y LÓPEZ B., Vicente

"Bóvedas extremeñas"

Colegio Oficial de Arquitectos de Extremadura. Badajoz, 1998

ISBN: 978-84-930316-0-2

FORTEA L., Manuel

"Origen de la bóveda tabicada"

Centro de oficios de Zafra. Zafra, 2008

ISBN: 978-84-691-6397-9

- FORTEA L., Manuel
"Origen de la bóveda tabicada"
 Actas del Sexto Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Valencia 21-24 Octubre 2009
 I. Juan de Herrera, Madrid, 2009
- FRATTARUOLO, María Rosa
"Las bóvedas in folio: tradición y continuidad"
 Actas del III congreso nacional de Historia de la Construcción. I. Juan de Herrera. Sevilla, 2000
- GARCÍA A., Jose Antonio
"Una nueva solución de equilibrio para el análisis límite de helicoides de fábrica con óculo central como los contruidos por Guastavino"
 Actas del VII Congreso Nacional de Historia de la Construcción. I. Juan de Herrera. Santiago, 2011
- GARCÍA B., Juan
"Verdadera práctica de las resoluciones de la Geometría..."
 Imprenta de Lorenzo Francisco Mojados, Madrid, 1747
 (Facs. ed. C.O. de Aparejadores y Arquitectos Técnicos, Murcia, 1979.
- GARCÍA DE C., José Maria
"Aspectos constructivos de la reconstrucción de Villanueva de la Cañada. El uso de los sistemas de bóvedas tabicadas y su perspectiva histórica"
 Con Arquitectura: arquitectura con arcilla cocida, N°8, 2003
- GARCÍA-GUTIÉRREZ M., Javier y GONZÁLEZ C., Antonio
"Luis Moya Blanco Arquitecto 1904-1990"
 Electa, 2000
- GARCÍA-GUTIÉRREZ M., Javier
"Dibujo y Proyecto en la Obra de Luis Moya Blanco"
 Biblioteca ETSAM, 1996
- GARCÍA-GUTIÉRREZ M., Javier
"El sistema de bóvedas tabicadas en Madrid: de Juan Bautista Lázaro (1849-1919) a Luis Moya (1904-1990)"
 Actas del I Congreso Nacional de Historia de la Construcción. I. Juan de Herrera. Madrid, 1996
- GARCÍA-GUTIÉRREZ M., Javier
"Las bóvedas tabicadas de Guastavino. Forma y Construcción"
 Actas del III Congreso Nacional de Historia de la Construcción. I. Juan de Herrera. Sevilla, 2000
- GER y LÓBEZ, Florencio
"Manual de Construcción Civil"
 Imprenta José Santamaría, Badajoz, 1869
- GÓMEZ-FERRER L., Mercedes
"Las bóvedas tabicadas en la arquitectura valenciana durante los siglos XIV, XV y XVI"
 En "Una arquitectura gótica mediterránea" vol. II. Valencia, 2003
- GONZÁLEZ C., Antonio
"La Arquitectura de Luis Moya Blanco"
 Universidad Politécnica de Madrid, 1976
- GONZÁLEZ-CAPITEL, Antonio
"La Arquitectura de Luis Moya Blanco"
 Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, 1982
 ISBN: 978-84-85572-39-7
- GONZÁLEZ MORENO-NAVARRO, J.L.
"La bóveda tabicada: entre la conservación y la destrucción"
 Informes de la construcción. Vol. 56 nº 456, marzo-abril 2005
- GUASTAVINO, Rafael
"Essay on the theory and history on cohesive construction, applied especially to the timbrel vault"
 Thicknor and Company. Boston, 1893
- GUILLAUME, Patric
"Modal analysis"
 Department of Mechanical Engineering. Bruselas, 2009
- HEYLEN W. , LAMMENS, S. y SAS, P.
"Modal analysis theory and testing"
 KULEUVEN, 1998
- HEYMAN, J.
"The stone skeleton"
 Combridge University Press. Cambridge, 1995
 ISBN: 978-84-89977-73-0
- HEYMAN, J.
"Teoría, Historia y restauración de estructuras de fábrica"
 Instituto Juan de Herrera. Madrid, 1995
 ISBN: 978-84-7790-213-3
- HUERTA, Santiago
"Arcos, bóvedas y cúpulas. Geometría y equilibrio en el cálculo tradicional de estructuras de fábrica"
 Instituto Juan de Herrera. Madrid, 2006
 ISBN: 84-9728-129-2

HUERTA, Santiago
“*Mecánica de las Bóvedas Tabicadas*”
Revista Arquitectura

HUERTA, Santiago
“*Mecánica de las Bóvedas de Fábrica: el enfoque del equilibrio*”
Historical Constructions. Guimarães, 2001

HUERTA, Santiago
“*La teoría del arco de fábrica*”
Instituto Juan de Herrera. Madrid, 1996

HUERTA, Santiago, et. al.
“*Las bóvedas de Guastavino en América*”
Instituto Juan de Herrera, Madrid, 2001
ISBN: 84-9728-007-5

HUERTA, Santiago, et. al.
“*Essays in the history of the theory of structures. In honour of Jacques Heyman*”
Instituto Juan de Herrera, Madrid, 2005
ISBN: 978-84-7790-418-2

HUERTA, Santiago y HERNANDO DE LA CUERDA, R.
“*La teoría de bóvedas en el siglo XVIII: la contribución de Phillippe de La Hire*”
Actas del II congreso Nacional de Historia de la Construcción. I. Juan de Herrera. A Coruña 1998

JACOBO, Guillermo
“*El diseño estructural por medio de los métodos gráficos*”
Facultad de Arquitectura y Urbanismo Universidad del Nordeste. Argentina, 2005

KURRER, Karl-Eugen
“*The History of the Theory of Structures. From arch analysis to computational mechanics*”
Ernst & Sohn. Berlin, 2008
ISBN: 978-3-433-01838-5

LOPEZ AENLLE, M., BRINCKER, R., FERNANDEZ CANTELI, A. y VILLAGARCIA, L.
“*Mejora de la fiabilidad en el dimensionamiento a fatiga utilizando análisis modal*”
Anales de Mecánica de fractura, Secretaria del Grupo Español de Fractura, vol. 2 , 2006.

LOPEZ M., Gemma
“*La estabilidad de la cúpula de San Pedro: El informe de los tres matemáticos*”
Actas del II Congreso Nacional de la Historia de la Construcción. I. Juan de Herrera. A Coruña, 1998

LOPEZ M., Gemma
“*La contribución de E. M. Gauthier al desarrollo de la teoría de cúpulas: el informe de 1771 sobre la estabilidad de la iglesia de Santa Genoveva de París*”
Actas del V Congreso Nacional de Historia de la Construcción. I. Juan de Herrera. Burgos, 2007

MAIA, M y SILVA, J.
“*Theoretical and Experimental modal analysis*”
Research Studies Press, 1997
ISBN: 978-0863802089

MARCOS y BAUSÁ, Ricardo
“*Manual del Albañil*”
Dirección y Administración, Madrid, 1879 (Facs. Editorial Maxtor, Valladolid, 2003)

MARIATEGUI, Eduardo
“*Glosario de algunos Antiguos Vocablos de Arquitectura y de sus Artes Auxiliares. Por el Coronel de ejército Don Eduardo Mariategui*”
Imprenta de Memorial de Ingenieros. Madrid, 1876

MARTÍN G., C. y GARCÍA M., J.
“*Bóvedas tabicadas. Notas para la recuperación de una técnica de construcción*”
Cuadernos de construcción, 2010

MAS-GUINDAL LAFARGA, Antonio J.
“*La concepción estructural de la fábrica en la arquitectura*”
Informes de la construcción vol. 56 nº 496 marzo-abril 2005.

MOHAMMADI, S.
“*Discontinuum mechanics. Using finite and discrete elements*”
Wit Press. Boston, 2003
ISBN: 978-1853129599

MOYA B., Luis
“*Bóvedas tabicadas*”
Ministerio de Gobernación. Dirección General de Arquitectura, 1947

- MOYA B., Luis
"Iglesia de San Agustín, en Madrid"
 Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento
- MOYA B., Luis
"Bóvedas tabicadas: segunda parte del libro "La arquitectura cortés y otros escritos"
 Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, 1993
 ISBN: 978-84-7740-074-5
- MROSZCZYK, Lisa
"Rafael Guastavino and the Boston Public Library"
 Massachusetts Institute of Technology, 2004
- NACENTE, Francisco
"El constructor moderno, Tratado Teórico y Práctico de Arquitectura y Albañilería"
 Ignacio Monrós y Compañía, Barcelona, 1890
- NOVAL M., A. y ORTEGA A., F.
"Calculando el pasado. La bóveda de Ctsifonte"
 Revista de edificación nº20, junio de 1995
- OCHSENDORF, John
"Los Guastavino y la bóveda tabicada en Norteamérica"
 Informes de la Construcción vol. 56, nº 496 marzo-abril, 2005
- OLALQUIAGA, P. y OLALQUIAGA, A.
"El libro de las curvas"
 Fundación Esteyco, 2005
 ISBN: 84-933553-0-5
- PAREDES G., Vicente
"Construcción sin cimbra de las bóvedas de ladrillo con toda clase de morteros"
 Ms. Archivo Histórico Provincial de Cáceres, 1883
- PEDRESCHI, R. y THEODOSSOPOULOS, D.
"The double-curvature masonry vaults of Eladio Dieste"
 Structures and Buildings, 160, febrero de 2007
- PINTELON, R. y SCHOUKENS, J.
"System identification: a frequency domain approach"
 IEEE Press and John Wiley and Sons, 2001
 ISBN: 978-0780360006
- PLO Y CAMÍN, Antonio,
"El arquitecto práctico, civil, militar y agrimensor, dividido en tres libros... El II (contiene) la práctica de hacer y medir todo género de bóvedas y edificios de arquitectura."
 Imprenta de Pantaleón Aznar, Madrid, 1767 (Facs. ed. Librería Paris-Valencia, Valencia, 1995)
- RAMIREZ P., Alfonso
"Arquitectura propia. Cubiertas de ladrillo recargado"
 Tecnología y Subdesarrollo. Summa. Buenos Aires, 1983
- REBOLLEDO, José
"Construcción General, por D. Jose A. Rebolledo, ingeniero jefe y profesor de la Escuela de caminos, canales y puertos, individuo de número de la Sociedad Arqueológica Tarraconense, etc."
 Imprenta y fundición de J. Antonio García. Madrid, 1875
- REDONDO M., Esther
"La bóveda tabicada en los tratados españoles de los siglos XVI al XIX"
 Actas del Séptimo Congreso Nacional de Historia de la Construcción, Santiago 26-29 Octubre 2011
 I. Juan de Herrera, Madrid, 2011
- REDONDO M., Esther
"Las patentes de Guastavino and Co. en Estados Unidos 1885-1939"
 Actas del III Congreso nacional de Historia de la Construcción. I. Juan de Herrera. Sevilla, 2000
- RODRIGUEZ G. Ana y HERNANDO DE LA CUERDA, Rafael
"La bóveda tabicada y el movimiento moderno español"
 Actas del V Congreso Nacional de Historia de la Construcción. I. Juan de Herrera. Burgos, 2007
- RONDELET, Jean
"Traité théorique et pratique de l'art de bâtir"
 Chez L'auteur, Paris, 1802
- ROSELL i COLOMINA, Jaume
"Rafael Guastavino Moreno. Ingenio en la arquitectura del siglo XIX"
 Fundació Catalana per a la Recerca. Barcelona, 1995
- RUI-WUAMBA, Javier
"Aforismos estructurales"
 Fundación Esteyco, 1998
 ISBN: 978-84-921092-3-4
- SALVADOR T., et. Al.
"Guastavino Co. (1885-1962) Catalogue of Works in Catalonia and America"
 Col·legi d'Arquitectes de Catalunya. Barcelona, 2002
 ISBN: 84-88258-65-8

SAN NICOLÁS, Fray Lorenzo

"Arte y uso de arquitectura. Primera parte"

Madrid, 1639. (Fasc. Albatros Ediciones, Madrid 1989)

SINOPOLI, A.

*"A re-examination of some theories on vaulted structures:
The role of geometry from Leonardo to the La Hire"*

Becchi et al. 2002

SOLER V., Rafael

"Más allá del límite. Las cúpulas tabicadas"

Publicaciones UPV. 2002

SOLER V., Rafael

"Los modelos virtuales. De la geometría a las ecuaciones"

Publicaciones UPV. 2002

SOTOMAYOR, Joaquín de

*"Modo de hacer incombustibles los edificios sin aumentar
el coste de la construcción. Extractado del que escribió en
francés el Conde de Espié"*

Oficina de Pantaleón Aznar. Madrid, 1776

TORROJA M., Eduardo

"Razón y Ser de los Tipos Estructurales"

Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja,
Madrid, 1956

TOSCA, Tomás V.

*"Tratado de la Montea y Cortes de Cantería. Segunda
Impression. Corregida, y enmendada de muchos yerros de
Impresión, y laminas, como lo verá el curioso"*

Imprenta de Antonio Marín, Madrid, 1727 (Fasc.
Colección Biblioteca Valenciana, Librerías "Paris-
Valencia", Valencia, 1992)

TRUÑO, Ángel

"Construcción de bóvedas tabicadas"

Instituto Juan de Herrera. Madrid, 2004

ISBN: 978-84-9728-130-0

VENTSE, Eduard y KRUTHAMMER, T.

"Thin plates and shells: Theory, analysis and applications"

Marcell Dekker. Nueva York, 2001

ISBN: 978-0824705756

VITRUBIO P., Marco

*"Los Diez Libros de Arquitectura de M. Vitruvio Polión.
Traducidos del latín, y comentados por Don Joseph Ortíz y
Sanz."*

Imprenta Real, Madrid, 1787. (Facs. Serie Arte y
Arquitectura, Editorial Alta Fulla, Barcelona 1987)

WADDINGTON, Paul

"Rafael Guastavino: Vaulted structures at West Point"

Academy Library. Nueva York, 2003

LA BÚSQUEDA DE UN SISTEMA EFICIENTE. I

el camino recorrido	1
controlando la gravedad	3
los medios necesarios	7
la presencia del material	7
el surgir de la técnica	9
la concreción del sistema	13
los materiales	14
la mano de obra	16
la ejecución	17

LA TRANSMISIÓN DEL CONOCIMIENTO. II

la fe ciega en la proporción	21
los primeros escritos	23
nuevos conceptos de empuje	31
las ideas francesas	31
la llegada a España	34
el conocimiento científico	45
la ausencia de rozamiento	46
la investigación práctica	49
la mecánica de los arcos y la línea de empuje	53
el tratamiento gráfico	58
la consideración elástica	61

METODOLOGÍA ANALÍTICA DEL SISTEMA. III

cálculo, cálculo, calculo, ...	67
la teoría elástica y la membrana	71
la teoría cohesiva de Rafael Guastavino Moreno	73
Rafael Guastavino Expósito y el concepto de membrana	78
las consideraciones elásticas	82
la teoría plástica y el análisis límite	87
el método de los cortes	88
las propuestas del análisis plástico	90
implicaciones en el caso de fábricas	92
el factor de seguridad y los límites de carga	95
el reino de los números	97
la inclusión de las obras de fábrica	100
las bóvedas de fábrica	104
la geometría	105
el tipo de elemento	107
el tamaño del mallado	109
las propiedades del material	110
las condiciones de contorno	112

VALIDEZ DE LAS PROPUESTAS DE ANÁLISIS. IV

verificar, validar, calibrar	113
modelos de correlación	114
modelos dinámicos de calibración	117
análisis modal experimental (EMA)	123
la toma de datos	126
dinámica de las bóvedas tabicadas	133
el concepto de cáscara	134
la vibración de las cáscaras	140
análisis modal espectral (FEM)	143
parámetros de calibrado	148
incertidumbres de correlación	151
aplicación práctica	156

UNA PICA EN ... AMÉRICA. EL LEGADO. V

el periodo de formación	163
nace, crece, se desarrolla y emigra	164
la experiencia de Barcelona	166
nuevos horizontes	173
arquitecto emigrante	174
el brillante empresario	175
éxito y decadencia	179
el legado americano	199
práctica constructiva	200
conceptos estructurales	203
escritos y ensayos	206

EL CANTO DEL CISNE. LOS EPIGONOS. VI

retornando a los orígenes	211
la experiencia modernista	212
el impulso del movimiento moderno	215
la nacionalización del sistema	219
el orgullo patrio	220
depurando las ideas	223
epílogo internacional	229
Buenos Aires y la Escuela de Tucumán	230
la incursión cubana	234
Eladio Dieste	235

ANEXO. PLANTEAMIENTO DEL ANÁLISIS MODAL

ecuaciones diferenciales de movimiento A.1

vibraciones libres de sistemas no amortiguados..... A.2

vibración del sistema según un modo de vibración A.3

vibraciones forzadas en sistemas no amortiguados A.4

vibraciones en sistemas amortiguados A.5

vibraciones forzadas en sistemas con amortiguamiento no proporcional A.9

análisis de Fourier A.10

análisis modal A.11

fundamentos teóricos A.12

métodos aproximados A.15

BIBLIOGRAFÍA